



Høgskulen  
på Vestlandet

# BACHELOROPPGAVE

Enkel innføring i avstivning av bygninger

Simple introduction in bracing of buildings

**Erlend Fjørstad, Johannes Sørheim Lillefosse og  
Sveinung Kalstveit**

Byggingeniør Bachelor

Institutt for byggfag

Veileder: Trond Einar Martinsen

25. mai 2020

Jeg bekrefter at arbeidet er selvstendig utarbeidet, og at referanser/kildehenvisninger til alle

kilder som er brukt i arbeidet er oppgitt, jf. Forskrift om studium og eksamen ved Høgskulen på Vestlandet, § 12-1.

## FORORD

Denne oppgaven er vårt avsluttende arbeid, og inngår som en del av bachelorstudiet ved Høgskulen på Vestlandet, Institutt for byggfag med fordypning i konstruksjonsteknikk.

Arbeidet er gjennomført som et gruppeprosjekt, der oppgavedefinisjonen ble til gjennom godt samarbeid med høgskolelektor Trond Einar Martinsen. En spesiell takk rettes til han for god rådgivning og støtte.

Problemstillingen er noe vi interesserer oss for og har motivasjon til å lære mer om.

Oppgaven ble gjennomført våren 2020, og omfatter 20 studiepoeng.

Vi har tilegnet oss ny kunnskap vedr. avstivning av bygninger og dimensjonering for jordskjelvkrefter. Prosessen har vært krevende og svært lærerik. Mange av disse temaene inngår ikke direkte i pensum, men er høyst aktuelle.

## SAMMENDRAG

Det å dimensjonere en konstruksjon er en omfattende oppgave. I startfasen av prosjekteringen kan det være vanskelig for nyutdannede ingeniører å vite hvor man skal begynne. Konstruksjonen skal tilfredsstillere kravene til byggherren og være innenfor rammene til de gjeldende eurokodene. Med bakgrunn i dette har gruppen utarbeidet en prosedyre som vil være til god nytte i startfasen av prosjekter. Denne er designet med tanke på at nyutdannede ingeniører enkelt skal få en grunnleggende forståelse av dimensjoneringsprosessen, med hovedfokus på avstivning av bygninger og seismiske laster.

Dimensjonering av det avstivende systemet undergikk en stor forandring i 2005 da *NS-EN 3491 – 12:2004 Del 12: Laster fra seismiske påvirkninger* ble innført. Denne standarden ble senere erstattet av *NS-EN 1998-1 Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning*. Etter at disse bestemmelsene tredde i kraft, måtte nå konstruksjoner dimensjoneres for seismiske laster. Eurokode 8 har likevel åpnet for muligheten til å utelate for å dimensjonere mot seismiske laster dersom bygget tilfredsstiller en av fire utelatelseskriteriene. Dersom ingen av kriteriene for utelatelse tilfredsstilles, vil de seismiske lastene som oftest overstige de andre horisontale lastene fra vind- og skjevlaster. Dette vil komme fram av resultatene i oppgaven.

I oppgaven blir det presentert teori om hva som påvirker et avstivningssystem. Som et utgangspunkt for beregninger og forklaringer til gjennomgangen av prosedyren er det modellert et eksempelbygg. Det avstivende systemet til eksempelet ble bestemt tidlig i prosjektet og er ment som et eksempel på en typisk avstivning for et slikt bygg. I gjennomgangen av prosedyren blir det konkludert med at de vertikale skivene er underdimensjonert. Dette viser viktigheten av å gjennomføre slike enkle beregninger på et tidlig tidspunkt. Avstivningssystemet blir derfor beholdt som et godt eksempel på at det kan lønne seg å gjennomføre enkle beregninger, før en begir seg ut på avanserte og tidkrevende modeller i beregningsprogrammer.

## ABSTRACT

Calculating a construction is a comprehensive task. In the initial phase of engineering it can be difficult to know where to begin. The design must meet the requirements of the construction client and satisfy the requirements given by the Eurocodes. The procedure has been created based on these subjects. The procedure is designed to give newly educated engineers a basic understanding of the calculation process, mainly focusing on bracing of buildings and seismic loads.

The calculation of the bracing of buildings underwent a major change in 2005 when *NS-EN 3491 – 12:2004 Part 12: Loads from seismic influence*, were introduced. This standard was later replaced by NS-EN 1998-1. Now buildings had to be dimensioned for seismic loads. Eurocode 8 nevertheless allows for the possibility of excluding these seismic loads if one of the excluding criteria is met. If none of these criteria are met, the seismic loads will almost always exceed the loads from wind and leaning. This topic will emerge in the results of the procedure as described further in the thesis.

As a simple introduction to the chosen procedure, a test-building was put through the procedure. The bracing system for the test-building was determined early in the project and is an example of a typical bracing system for such a building. Later in the thesis it was concluded that the vertical bracings were under-dimensioned. This shows the importance of making such simple calculations at an early stage. We chose to keep the bracing system, as it is a good example of why it may be worthwhile to perform simple calculations before embarking on more advanced and time-consuming models in calculation programs.

# INNHALDSFORTEGNELSE

Forord.....	ii
Sammendrag .....	iii
Abstract .....	iv
Figurliste .....	vi
Tabelliste .....	vii
Symboler .....	vii
1. Innledning.....	1
1.1    Bakgrunn for oppgave .....	1
1.2    Problemformulering .....	2
1.3    Avgrensinger .....	2
1.4    Metode .....	3
1.4.1    Litteratur.....	3
1.4.2    Standarder .....	3
1.4.3    Programvare .....	4
2. Teori.....	5
2.1    Avstivningssystem .....	5
2.1.1    Rammesystem .....	6
2.1.2    Skivesystem .....	6
2.2    Laster .....	8
2.2.1    Lastfaktorer .....	8
2.2.2    Vertikale laster .....	9
2.2.3    Horisontallaster .....	10
2.2.4    Naturlaster .....	16
2.3    Fundamenter .....	17
Fundament på fjell.....	17
Fundament på løsmasser.....	17
Pelefundamentering.....	18
3. Gjennomgang av prosedyre.....	19
3.1    Prosedyren.....	19
3.2    Plassering av det avstivende systemet .....	20
3.3    Laster på konstruksjonen .....	22
3.3.1    Vertikallaster .....	22
3.3.2    Naturlaster .....	23

3.3.3	Horisontallaster .....	26
3.4	Fordeling av horisontale krefter .....	36
3.4.1	Skivesystem .....	36
3.4.2	Beregning av krefter i V-skive.....	36
3.4.3	Resultat fra V-skive.....	38
3.5	Valg av fundament.....	41
4.	Resultat.....	42
5.	Diskusjon.....	43
5.1	Regularitet i oppriss.....	43
5.2	Sammenligning av vind mot jordskjelv.....	44
5.3	NORSAR- Nytt dokument for 475års-grunnakselerasjon .....	45
	Konklusjon.....	46
	Forslag til videre arbeid:.....	46
	Referanseliste.....	47
	Vedleggsliste .....	i

## FIGURLISTE

Figur 1:	Enkelt rammesystem [9, s. 98] .....	6
Figur 2:	Skiver og plater [9, s. 98] .....	6
Figur 3:	Skivesystem [8, s. 48] .....	7
Figur 4:	Horisontalkraft som virker på vertikale avstivningssystem [9] .....	10
Figur 5:	Jordskjelvutsatte områder i Norge [13] .....	11
Figur 6:	Illustrasjon av stykke på jordskjelv i Europa [8, s.9].....	11
Figur 7:	Illustrasjonsbilde EK8s seismiske dimensjoneringsprinsipp [8, s.11] .....	12
Figur 8:	Illustrasjon av økende vindhastighet med høyde over bakken [19] .....	16
Figur 9:	Illustrasjon av oppsatt eksempelbygg for gjennomføring av prosedyre.....	19
Figur 10:	Illustrasjon av plassering av vertikale skiver. ....	20
Figur 11:	Illustrasjon vind på langside.....	24
Figur 12:	Illustrasjon vind på kortside. ....	24
Figur 13:	Vindlast på langside omgjort til linjelast som treffer på etasjeskillerne. ....	25
Figur 14:	Utklipp fra Figur NA.3(901) [7] .....	28
Figur 15:	Betingelse (a) i Figur 4.1 for regulariteten av bygninger [7] .....	32
Figur 16:	Vertikale skiver fra 1. til 7.etasje.....	36
Figur 17:	Lastkombinasjoner og lastfaktorer for horisontale laster.....	37

## TABELLISTE

Tabell 1: Oversikt over relevante standarder.....	4
Tabell 2: Tabell for vurdering av analysemetode [7, s.38] .....	15
Tabell 3: Egenlaster på konstruksjon .....	22
Tabell 4: Forenklet oversikt over utelatelseskriterier med henvisning til standard. [16] .....	27
Tabell 5: Verdier for seismisk faktor, avhengig av hvilken seismisk klasse bygget ligger i. [7] .....	28
Tabell 6: Oversikt over hvilke verdier for bygg i seismisk klasse II som tilfredsstiller kravet i utelatelseskriterium (2). .....	29
Tabell 7: Resultantkrefter i bruddgrense fra V-skive hentet fra «Dokument 3» .....	39
Tabell 8: Forskyvninger av øverste dekke i origo. ....	40

## SYMBOLER

$S_k$	karakteristisk verdi for snølast på mark for et gitt geografisk område
$S_{k0}$	referanseverdi for snølast
$H_g$	høydegrense
$\mu_i$	formfaktor for snølast
$a_g$	dimensjonerende grunnakselerasjon for grunnforhold type A
$a_{g40Hz}$	spissverdi for berggrunnens akselerasjon
$S$	forsterkningsfaktor som er avhengig av grunnforholdene
$d$	elastiske forskyvningen av toppen av bygningen som følge av gravitasjonslastene som er påført i horisontalretningen
$\gamma_1$	seismisk faktor
$S_d(T)$	dimensjonerende spektrum
$T$	egensvingeperiode for et lineært system med én frihetsgrad
$T_B$	nedre grenseverdi av området med konstant spektralakselerasjon
$T_C$	øvre grenseverdi av området med konstant spektralakselerasjon
$T_D$	verdien som definerer begynnelsen på spektrets område for konstant forskyvning
$H$	høyden av bygget
$\beta$	faktor for nedre grenseverdi for det horisontalt dimensjonerende spekter

$q$	konstruksjonsfaktor
$F_b$	horisontalkraft på grunn av jordskjelv ved overkant mark
$m$	massen av bygget (kg)
$\lambda$	korreksjonsfaktor (utelatelseskriterier)
$\gamma_{C DCL}$	materialfaktor for betong i ulykkesgrense
$\gamma_{Cbrudd}$	materialfaktor for betong i bruddgrense
$v_{b,0}$	referansevindhastighet
$z$	høyde over terreng
$k_3$	overgangsfaktor
$e_x$	avstanden mellom stivhetssenteret og massesenteret i x-aksen
$e_y$	avstanden mellom stivhetssenteret og massesenteret i y-aksen
$I_s$	gulvmassens treghetsradius i planet
$\lambda$	bygningens slankhet (regularitet i plan)
$X_m$	massesenter i x-retning
$Y_m$	massesenter i y-retning
$X$	stivhetssenter i x-retning
$Y$	stivhetssenter i y-retning
$A_c$	effektive arealet av skjærveggen og høyden til bygget



# 1. INNLEDNING

## 1.1 Bakgrunn for oppgave

Avstivningssystemet til en bygning skal fungere som et bæresystem for horisontale laster. I hovedsak styres valg av avstivningssystemer av byggherrens krav til utforming, som igjen bestemmes av hva bygget skal brukes til. Det må derfor vurderes i hvert tilfelle hvordan en kan sette opp et avstivningssystem som tar horisontallaster fra blant annet:

- Vind og jordtrykk
- Eksplosjon, påkjørsel, jordskjelv og skjevstilling

Horisontallastene skal videre føres gjennom horisontale dekkeskiver til vertikale avstivende konstruksjoner som skiver, kryss eller momentstive rammer/søyler.

Jordskjelvprosjektering er et aktuelt tema med bakgrunn i at selv om Norge defineres som et «lavseismisk område» er det likevel noen konstruksjoner som må dimensjoneres for seismiske påkjenninger. Eurokode 8 ble innført i 2005 for prosjektering med hensyn til seismiske laster. Dette regelverket er gjeldende på lik linje med andre Eurokode-standarder. Det finnes utelatelseskriterier mot å føre jordskjelvdimensjonering i henhold til Eurokode 8, men hvis disse ikke innfris er det nødvendig å dimensjonere bygget med en komplett seismisk beregning.

Med bakgrunn i at jordskjelvprosjektering ikke inngår i pensum ved flere høgskoler og universitet, er dette et interessant tema å sette seg inn i for å være til hjelp for nyutdannede studenter som trenger kunnskap om emnet. Det er tidligere skrevet en bacheloroppgave som omhandler omtrent samme tema, som det ble gitt tilgang til gjennom veileder. Det er med bakgrunn i denne oppgaven at fokuset vært å lage en lettlest og brukervennlig prosedyre som alle ingeniører kan benytte.

## 1.2 Problemformulering

Hensikten med oppgaven er å gi en innføring i viktige faktorer en må ta hensyn til når man skal avstive en bygning. Det er derfor valgt å lage en veileder i form av en prosedyre som skal gi en enkel innføring i avstivning av bygg. Prosedyren skal gi en grunnleggende forståelse for hvordan en skal forholde seg til seismiske laster, og har som hovedfokus å gi en enkel oversikt over de kravene som standarden har satt, og gi råd for gode konstruksjonsmessige løsninger.

På bakgrunn av dette skal prosedyren gi en oversikt over:

- Henvisninger til å finne lastene på konstruksjonen
- Gunstige plasseringer av det avstivende systemet
- Utelatelseskriterier
- Fordelingen av horisontale krefter
- Kort om fundamentering
- Ombygging av eksisterende konstruksjoner

Prosedynen – «Enkel innføring i avstivning av bygg» er lagt som vedlegg i «Dokument 1» og vil bli gjennomgått med et eksempelbygg som er satt opp til hjelp for illustrasjoner og forklaringer i Kapittel 3.

## 1.3 Avgrensinger

Prosedynen er ment for ingeniører med lite forkunnskaper om avstivningssystemer og seismisk dimensjonering. For enkelhetens skyld er det derfor blitt foretatt noen avgrensinger:

- Hovedsakelig gjennomgang av skivesystem som avstivning.
- Prosedyren er en enkel innføring og de seismiske beregningene avgrenses til bygg med lav duktilitetsklasse og utelatelseskriterier.
- Utelater dimensjonering av skivesystemet og fundament.

## 1.4 Metode

Innhenting av informasjon til denne oppgaven baserer seg på et litteraturstudium. Som et utgangspunkt for teori og betraktninger er det brukt fagartikler, lærebøker, standarder og forelesningskompendium.

### 1.4.1 LITTERATUR

Betongelementforeningen har utarbeidet «Betongelement-boken, bind A-H, som et verktøy for aktører i bygg- og anleggsbransjen. I denne oppgaven er det hentet teori fra bind B «*Avstivning og kraftoverføring*», og bind H «*Dimensjonering for jordskjelv*».

«Konstruksjonsteknikk - laster og bæresystemer» av Per Kr Larsen har vært til god nytte ved teori som omhandler avstivningssystem. I forbindelse med jordskjelvberegninger har også «Rådgivende ingeniørers forening» kommet med en veileder til Eurokode 8 som har vært til god hjelp i oppgaven.

### 1.4.2 STANDARDER

Under planlegging, prosjektering, utførelse og verifikasjon av bygg- og anleggskonstruksjoner brukes eurokoder for å dokumentere at gjeldende konstruksjoner er utført etter byggeforskriftens krav. Eurokoder er en felles europeisk serie standarder for prosjektering av byggverk og dokumentasjon av produkters bæreevne/styrke til konstruksjonsformål. [1] Tabell 1 på neste side gir en oversikt over hvilke eurokoder som er brukt i oppgaven, samt referansenummer som blir brukt videre.

NS-EN	Navn	Referanse
1990:2002+A1:2005+NA:2016	Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner (EK)	EK [2]
1991-1-1:2002+NA:2019	Laster på konstruksjoner – Del 1-1: Allmenne laster – Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger (EK1)	EK1 [3]
1991-1-3:2003+NA:2008	Laster på konstruksjoner Del 1-3: Allmenne laster Snølaster (EK1-3)	EK1-3 [4]
1991-1-4:2005+NA:2009	Laster på konstruksjoner – Del 1-4: Allmenne laster – Vindlaster (EK1-4)	EK1-4 [5]
1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2018	Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for Bygninger (EK2)	EK2 [6]
1998-1:2004+NA:2008	Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger (EK8)	EK8 [7]

Tabell 1: Oversikt over relevante standarder

### 1.4.3 PROGRAMVARE

#### *Autodesk Revit 2019*

Revit er en programvare fra AutoCAD som blir brukt til å modellere detaljerte bygninger. I rapporten er Revit benyttet for å modellere opp et eksempelbygg som illustrasjon av bygget og plassering av skiver for videre forklaringer til prosedyren.

#### *PTC MathCAD Prime 5.0*

MathCAD er et enkelt program for beregninger og dokumentasjon. Programmet gir gode muligheter til kontinuerlige endringer i regnearket slik at oppdaterte resultater blir tilgjengelige. Beregningene tilhørende rapporten er lagt inn i MathCAD og en finner disse som vedlegg i «Dokument 2».

#### *V-SKIVE*

V-skive av OS-prog er et program utviklet av Ove Sletten som er egnet til beregninger knyttet til fordeling av krefter i vertikale- og horisontale skiver. I oppgaven brukes blant annet V-skive til å finne kreftene og forskyvningen i de vertikale skivene.

## 2. TEORI

Teoridelen skal gi en kort innføring i avstivningssystemer og hvilke laster som påvirker de. Det vil videre bli gjennomgått hvordan lastene blir behandlet, og hvordan ulike typer fundament kan ta opp kreftene fra et avstivningssystem.

### 2.1 Avstivningssystem

«Med avstivningssystem menes vanligvis et bæresystem for horisontale laster» [8, s. 42]. For at en bygningskonstruksjon skal være stabil må horisontale krefter som opptrer på konstruksjonen føres ned i grunnen. Normalt vil følgende horisontale laster opptre på bygninger i Norge [9, s. 24]:

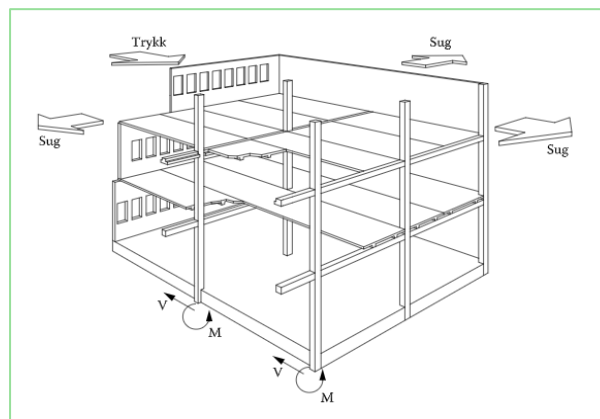
- Vindlast
- Horisontallast på grunn av uforutsett skjevstilling
- Slingrekrefter fra kraner
- Jordtrykk

I Norge har man store vindlaster, og derfor har det vært en oppfatning av at dette også har gitt en tilstrekkelig sikkerhet mot seismiske påkjenninger. Kunnskap om jordskjelvenes hyppighet, aktivitetsområder og størrelse har endret seg, og det ble i 2005 et krav om å påvise tilstrekkelig kapasitet mot jordskjelv. [8, s. 42]

Det finnes flere ulike avstivningssystemer for overføring av horisontale krefter. For armerte betongkonstruksjoner er avstivning ved bruk av momentstive rammer og vertikale skiver mest aktuelt. De avstivende delene i en konstruksjon er normalt bygningsdeler i betong eller stål som strekker seg kontinuerlig fra fundament til toppen av bygget. Dette kan være betongvegger, heis- og/eller trappesjakter eller vindkryss av stål. Hver avstivende del har sin egen stivhet som er avhengig av fasthet, duktilitet og tverrsnitt. Prinsippet bak avstivningen baserer seg på at dekkene (horisontale skiver) fører de horisontale lastene fra fasaden og inn på de vertikale skivene.

## 2.1.1 Rammesystem

Rammesystemer baserer seg på at knutepunktene mellom søyler og bjelker er momentstive. «At et knutepunkt er momentstivt, innebærer at tilsluttende bjelker og søyler får like store vinkelendringer når rammen belastes. Det resulterer i at rammer er i stand til å ta opp både vertikale og horisontale laster og føre disse ned til grunnen» [10].

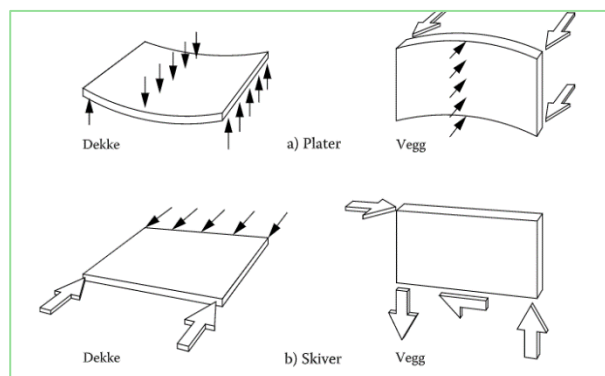


Figur 1: Enkelt rammesystem [9, s. 98]

figur 1 viser et enkelt rammesystem. Momentstive rammer er derimot lite brukt på fleretasjes bygg i Norge. Dette er på grunn av at skjær- og momentkrefter i søylene i de nederste etasjene blir store, som vil kreve upraktisk store søyledimensjoner. Dessuten blir de momentstive knutepunktene relativt kostbare å utføre. [9, s. 96] og [10]

## 2.1.2 Skivesystem

En vanlig måte å avstive betongkonstruksjoner på er å benytte skiver. «En skive er enten et dekke eller en veggkonstruksjon som er påført krefter i sitt eget plan» [9, s. 98]. Disse vil også kunne ta krefter normalt på sitt eget plan, men vil da betraktes som en plate, og ikke en skive (se figur 2).



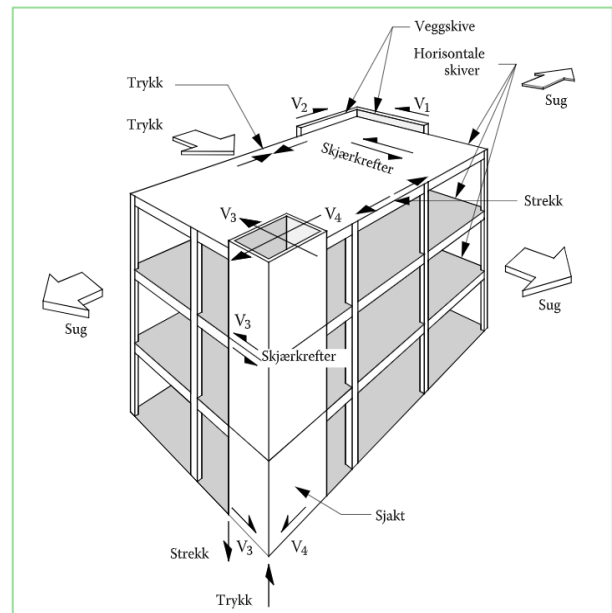
Figur 2: Skiver og plater [9, s. 98]

figur 3 viser en vanlig stabilisering av en etasjebygning. Dette bygget blir stabilisert ved hjelp av etasjeskillere, veggskiver og en heissjakt. «Fordelingen fra de horisontale dekkesskivene til de vertikale veggskivene er en funksjon av blant annet stivhet og plassering av de vertikale skivene» [8, s. 73].

For å forhindre rotasjon (vridning) og translasjon (forskyvning) må skivene og heis/trappesjakt plasseres slik at det dannes et statisk system som har tilstrekkelig avstivende effekt. En konstruksjon er uansett avhengig av å forskyve

seg litt for at den indre spenningen skal kunne mobiliseres for å ta imot de ytre kreftene. [9, s. 101] Plassering av skiver vil vildere bli gjennomgått i kapittel 3.2.

Vindkryss i stål kan kombineres med et skivesystem av betong for å ta imot de horisontale kreftene fra dekkesskivene og føre de ned til fundamentet. Vindkryss består av staver som spenner diagonalt mellom to konstruksjonselementer. Stavene kan ha forskjellig utforming og overfører kun aksialkrefter. Vindkryss som kun skal overføre strekkrefter utformes ved å ha to stavelementer som krysser hverandre. Dette resulterer i at en av skråstavene vil ta tilnærmet hele horisontallasten som strekk mens den andre staven vil bli tilnærmet inaktiv.



Figur 3: Skivesystem [8, s. 48]

## 2.2 Laster

Alle konstruksjoner blir utsatt for flere forskjellige belastninger (lasttyper) med ulike lastkombinasjoner. Herunder er det normalt å skille mellom permanent last, variabel last, utmattingslast og ulykkeslast. Det skilles også mellom statiske og dynamiske laster. Statiske laster forårsaker ikke bevegelse, mens dynamiske laster kan føre til svingninger. Det er spesielt viktig å unngå laster som beveger seg med samme takt som egenfrekvensen til konstruksjonen. Dette kan resultere i store svingninger som overgår de statiske lastene som er medberegnet.

En permanent last vil være uavhengig av tid, mens en variabel last vil variere med tiden. Utmattingslaster er gjentakende dynamiske laster, og ulykkeslaster oppstår ved ulykkestilfeller som for eksempel eksplosjoner og påkjørsler.

### 2.2.1 LASTFAKTORER

Konstruksjoner skal etter EK [2] dimensjoneres i ulike grensetilstander. Det deles inn i bruddgrense (ULS), bruksgrense (SLS) og ulykkesgrense (ALS). Disse grensetilstandene har egne lastfaktorer som tar hensyn til uforutsette og unormale laster. Konstruksjonen blir da dimensjonert for laster som er større enn den karakteristiske verdien, for å minimere risiko for feil og sammenbrudd. Lastene deles inn i permanente og variable laster. Ved valg av lastfaktorer skal det alltid velges den kombinasjonen som gir konstruksjonen størst påkjenning. I bruddgrensetilstand skal tre basissituasjoner påvises [11, s. 36]:

- EQU (A)      Global likevekt av konstruksjonen      NA.A.1.2(A)
- STR (B)      Brudd i konstruksjonselementer      NA.A.1.2(B)
- GEO (C)      Brudd i grunnen      NA.A.1.2(C)

Bruksgrensetilstanden omfatter at konstruksjonen skal overholde krav om tilstrekkelig kapasitet ved normal bruk. Her kontrolleres det at blant annet at nedbøyninger og vibrasjoner er innenfor gitte krav. Ved beregninger i bruksgrense deles lastene inn i karakteristisk, hyppig forekommende og tilnærmet permanente laster. [12, s. 46]  
Lastfaktoren  $\gamma$ , settes lik 1,0 og det blir dermed kun  $\psi$ -faktoren som regulerer disse lastene.



Konstruksjonen må også dimensjoneres for uforventede hendelser som ulykkeslaster og seismiske laster. Jordskjelv beregnes altså som et eget lasttilfelle og ligger ikke under som en ulykkeslast. Disse lastene reguleres på lik måte som bruksgrenselastene, av lastfaktoren  $\gamma=1,0$  og kombinasjonsfaktoren  $\psi$ . Konstruksjoner skal tåle disse kreftene uten at konstruksjonen skal bli kritisk skadet, da lastene er og ansees som ulykker.

Det vil videre bli gjennomgått hvilke laster som en må ta i betraktning i forbindelse med avstivning av bygninger, hvordan de blir behandlet og hvor en finner dem.

## 2.2.2 VERTIKALE LASTER

Vertikale laster deles inn i to hovedkategorier:

### *Nyttelast*

Nyttelaster defineres som en variabel last og blir bestemt ut ifra EK1 [3]. Denne kommer av «last fra personer, maskiner, tekniske installasjoner, inventar og kjøretøyer» [13].

Karakteristiske verdier på nyttelaster,  $q_k$ , finner man i tabell NA.6.2. Verdiene fra tabellen varierer ut ifra hvilken brukskategori bygget ligger som er beskrevet i NA.6.1. Nyttelasten på en bygningskonstruksjon er alle belastninger som kommer av bruken av konstruksjonen med en returperiode på inntil 50 år.

### *Egenlast*

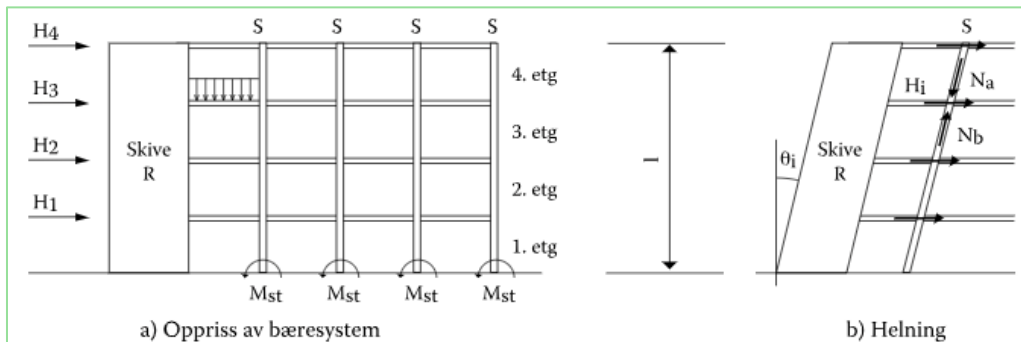
Egenlast vil naturlig bli definert som en permanent og bunden last. Egenlasten beregnes på grunnlag av tyngdetettheten og volumet for alle bygningsmaterialene som inngår i en konstruksjon. Man karakteriserer den som en permanent og bunden last, siden den vil være tilnærmet lik gjennom byggets levetid. [3]

### 2.2.3 HORISONTALLASTER

Med horisontale laster på bygningskonstruksjoner menes normalt laster fra vind, jordskjelv, skjevstilling og jordtrykk. [9, s. 24] Avstivningssystemet i konstruksjonen må dimensjoneres for disse kreftene.

#### *Skjevstilling*

Betongstandarden EK2 [6] har satt krav i punkt 5.2 at det skal tas hensyn til ugunstige virkninger av mulige avvik i konstruksjonens geometri. Avvikene skal tas hensyn til under dimensjoneringen av permanente- og ulykkessituasjoner. For en bygningskonstruksjon beregnes avviket til å være en helning  $\theta_i$  der virkningen tas hensyn til som en skjevstillingslast  $H_i$  som vist på figur 4. Disse kreftene kan inkluderes i analysen til en konstruksjon sammen med øvrige horisontale krefter. [6, s. 53]



Figur 4: Horisontalkraft som virker på vertikale avstivningssystem [9]

#### *Slingrekrefter fra kraner*

Slingrekrefter vil oppstå dersom det er montert traverskraner som en vanligvis finner i lagerbygninger, industrianlegg og landbruksbygg. Ved kjøring av traverskraner vil konstruksjonen bli påført horisontallast av både bremsekrefter og slingrekrefter. Disse kreftene kan en bestemme i henhold til NS-EN 15011 [36] eller etter leverandørens anvisninger. [9, s. 24]

#### *Jordtrykk*

Jordtrykk kommer av trykk fra jorden mot konstruksjonens grunnmur og støttemur.

«Horisontalt jordtrykk bestemmes i henhold til EK7.1 [37]» [9, s. 25]. Størrelsen som vil opptre er avhengig av jordart, og av om konstruksjonen er ettergivende. Det kan oppstå frostsprengning som kan gjøre at jordtrykket bli svært stort. [14] Betongelementboken bind

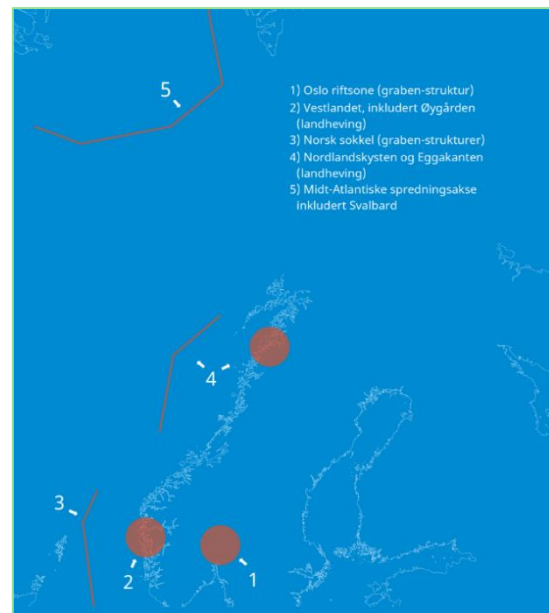
B poengterer at dersom jordtrykket er hentet fra en geoteknisk beregning, bør det avklares om jordtrykket allerede er inkludert lastfaktorer. Hvis ikke er det anbefalt å bruke de ordinære lastfaktorene for permanent last. [9, s. 25]

### Jordskjelv

Seismiske laster som kommer av jordskjelv, er dynamiske laster som vil påvirke bygget ulikt i forhold til de andre statiske lastene. De seismiske lastene som virker inn på bygningene er gjentakende, og vil fungere i flere retninger. I Europa finnes det områder med ulike jordskjelvstyrker som vist på figur 6. De mest utsatte områdene ser en fra figuren er Italia, Balkan, Hellas, Tyrkia og Island. Norge har lave verdier for jordskjelv sammenlignet med disse områdene.



Figur 6: Illustrasjon av styke på jordskjelv i Europa [8, s.9]



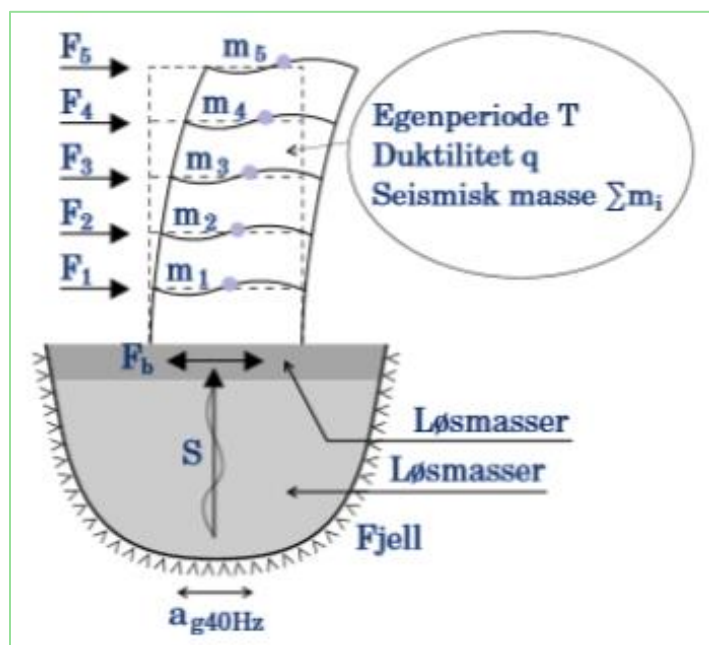
Figur 5: Jordskjelvutsatte områder i Norge [13]

I Norge finner man derimot noen områder som er mer jordskjelvutsatte enn andre, illustrert i figur 5. [15] Først i år 2005 når «NS-EN 3491-12 2004 Del 12: Laster fra seismiske påvirkninger» ble innført, ble det stilt krav til jordskjelvdimensjonering i Norge. Denne har senere blitt erstattet av EK8 [7] og gjelder for prosjektering av bygg- og anlegg i seismiske områder.

Jordskjelvdimensjonering er en omfattende beregningsprosess der de seismiske kreftene er avhengig av blant annet massen og stivheten til konstruksjonen. Derfor er det viktig at man tidlig i dimensjoneringsprosessen tenker på kreftene slik at bygningen kan konstrueres for å unngå store krefter ved jordskjelv.

Behandling av jordskjelv:

EK8s [7] behandling av jordskjelv er forklart av Rådgivende ingeniørers forenings veileder om «Dimensjonering for jordskjelv» og er illustrert nedenfor i figur 7.



Figur 7: Illustrasjonsbilde EK8s seismiske dimensjoneringsprinsipp [8, s.11]

Kort oppsummert bestemmes krefter på grunn av jordskjelv ifølge EK8 ved å kombinere en rekke parametere. Utgangspunktet er spissverdien for berggrunnens akselerasjon,  $a_{g40Hz}$ . Dette er en stedlig verdi, som vil si at den forandrer seg etter hvor man befinner seg i landet. Faktoren  $a_{g40Hz}$  forekommer i form av horisontale vibrasjoner. Vibrasjonene forplanter seg gjennom forskjellige typer løsmasser med ulik styrke, dette er uttrykt ved forsterkningsfaktoren  $S$ . Disse vibrasjonene setter bæresystemets masse i bevegelse. Differansen mellom jordas svingninger og byggets egenperiode er det som regulerer styrken og svingningene i en konstruksjon. Konstruksjonsfaktoren  $q$  er byggets evne til å absorbere og fordele kreftene som kommer fra jordskjelv. Som et resultat av alle disse parameterne kommer horisontal skjærkraft ved overkant mark, eller toppen av stiv kjeller, uttrykt ved  $F_b$  i oppgaven. [16, s. 13]

«Norge klassifiseres i europeisk sammenheng som et område med lav og til dels svært lav seismisitet» [16, s. 9] Dette gir grunnlag for at standarden EK8 [7] åpner opp for forenklinger ved for eksempel bruk av utelatelseskriterier og ingeniørmessig skjønn i dimensjoneringen. [16] Utelatelseskriteriene kommer med noen forutsetninger for beregningene, og dersom ett av utelatelseskriteriene er tilfredsstillt trenger man ikke videre dimensjonere for jordskjelv. Disse vil bli nærmere gjennomgått i prosedyren og i kapittel 3.3.2 «Sjekk mot utelatelseskriterier».

#### Duktilitet

Duktilitetsklassen en skal dimensjonere konstruksjonen etter finner man i EK8[7] og det nasjonale tillegget. Klassene er avgjørende for hvordan man skal dimensjonere en konstruksjon for jordskjelv.

*DCL* (ductility class low) er det laveste nivået av duktilitetsklassene. Skal en konstruksjon dimensjoneres med lav duktilitet skal konstruksjonsfaktoren  $q \leq 1,5$ . Dette vil si at konstruksjonen har en liten evne til å absorbere kreftene som blant annet oppstår fra et jordskjelv. Et bygningsmateriale som er duktilt kan ha stor reservekapasitet, som kan gi en tilstrekkelig tilfredstillelse til krav om bæreevne og sikkerhet. Når man konstruerer et bygg i DCL krever man ikke at materialet skal kunne absorbere mye krefter, og kreftene blir derfor store og konservative. [16, s. 36]

*DCM* (ductility class medium) skiller seg fra DCL ved at man faktisk må vurdere konstruksjonens duktile oppførsel. Dersom en konstruksjon skal dimensjoneres i DCM, skal konstruksjonsfaktoren ligge mellom  $1,5 \leq q \leq 4,0$ . Dette vil føre til en reduksjon av den seismiske belastningen i forhold til DCL fordi den setter en øvre grense for hvor mye krefter som kan overføres fra grunnen. Det forutsetter at man skal identifisere duktile deformasjonsmekanismer for bærekonstruksjonen, og at detaljkrav til forbindelser og materialer tilfredsstilles. De ulike kravene til betong, stål og samvirkekonstruksjoner er gitt i EK8. [16, s. 39]

Som nevnt tidligere defineres Norge som et område med lav til svært lav seismisitet. På grunn av dette kan de fleste konstruksjoner i Norge utføres med liten duktilitet (DCL). [16] Dimensjoneringen vil da foretas i henhold til vanlige standarder for beregning av kapasitet. Dette angis som et krav i EK8 [7]:

«Byggverk kan dimensjoneres etter bestemmelser gjeldende for lav seismisitet **bare** dersom:

$$\bullet \quad a_g S = \gamma_1 \cdot (0,8 \cdot a_{g40\text{Hz}}) \cdot S < 0,1 \cdot g = 0,98 \text{ m/s}^2 \quad \text{NA.3.2.1(4)}$$

For stål og betongkonstruksjoner, samt samvirkekonstruksjoner økes denne grensen til»:

$$\bullet \quad a_g \cdot S < 0,25 \cdot g = 2,45 \text{ m/s}^2 \quad [7]$$

Formelen ovenfor er forutsatt at bygget også kontrolleres for de lastvirkningene som kommer fra jordskjelv, altså skjærkraften ved fundamentnivå. Disse kreftene skal være mindre enn lastkombinasjonen for vind- og skjevlaster. [7, s. 183-184]

Videre kan man da sjekke om et av kriteriene (1) til (4) er tilfredsstillt i tabell 4 kapittel 3.3.2. Så lenge ett av kriteriene er gyldig kan man utelate videre seismiske beregninger. Dersom man ikke kommer inn under et av utelatelseskriteriene er utformingen av bygget likevel viktig for å begrense størrelsen på den seismiske lasten.

#### Analysemetoder

Dersom det viser seg at man må utføre en jordskjelvdimensjonering finnes det flere beregningsmetoder for etablering av den seismiske påvirkningen [16, s. 57]:

- Tverrkraftmetoden – EK8 [7] Pkt. 4.3.3.2
- Modal respons spektrumanalyse EK8 [7] Pkt. 4.3.3.3
- Ikke-lineær statisk analyse – EK8 [7] Pkt. 4.3.3.4.2
- Ikke-lineær tidshistorieanalyse – EK8 [7] Pkt. 4.3.3.4.3

I denne oppgaven blir det hovedsakelig fokusert på tverrkraftmetoden. Modal respons spektrumanalysen er en mer nøyaktig analyse og kan i utgangspunktet benyttes for de aller fleste bygg. Analysen er hovedsakelig tiltenkt bygg som ikke kan regnes etter tverrkraftmetoden. De to sistnevnte kan være aktuelle for bygg med økt sikkerhetsnivå, og vil ikke bli gjennomgått videre i oppgaven.

Hvilken analyse man kan benytte vil være avhengig av byggets utforming, og vurderes gjennom regularitet vist i tabell 2. Regularitet deles inn i regularitet i plan- og oppriss.

Regularitet		Tillatt forenkling		Konstruksjonsfaktor
Plan	Oppriss	Modell	Lineær-elastisk analyse	(for lineær analyse)
Ja	Ja	Plan	Tverrkraft <sup>a</sup>	Referanseverdi
Ja	Nei	Plan	Modal	Redusert verdi
Nei	Ja	Romlig <sup>b</sup>	Tverrkraft <sup>a</sup>	Referanseverdi
Nei	Nei	Romlig	Modal	Redusert verdi

<sup>a</sup> Hvis betingelsen i 4.3.3.2.1(2)a også er oppfylt.  
<sup>b</sup> Under de bestemte betingelsene gitt i 4.3.3.1(8) kan det brukes en separat plan modell i hver horisontalretning, i samsvar med 4.3.3.1(8).

Tabell 2: Tabell for vurdering av analysemetode [7, s.38]

**Regularitet i plan** er basert på at konstruksjonen skal være symmetrisk i planet som resulterer i at bygget oppfører seg fordelaktig under seismiske påkjenninger. [16, s. 48] Prinsippet bak symmetri i planet er at konstruksjons massesenter og stivhetssenter bør ligge så nær hverandre som mulig. Dersom dette ikke er tilfellet, vil det oppstå uønskede torsjonsmomenter. Krav for å oppfylle regularitet i plan gis i punkt 4.2.3.2 i EK8, og er forklart videre i prosedyren.

**Regularitet i oppriss** baserer seg på at konstruksjonen må være tilnærmet kontinuerlig i oppriss for både stivhet og masse. Dersom de avstivende skivene får en brå endring, kan dette resultere i en «soft story». Soft stories er etasjer som har betydelig lavere horisontal stivhet enn de tilstøtende etasjene. Dette resulterer i en ansamling av krefter i denne etasjen. [16, s. 53] I Norge er dette et vanlig problem i fleretasjes bygninger med åpne og luftige lokaler på bakkeplan. Betingelser for regularitet i oppriss finnes i punkt 4.2.3.3 i EK8 og forklares i prosedyren.

Det vil være arbeid- og kostnadsbesparende om konstruksjonen innehar regularitet i plan og oppriss ved at tverrkraftmetoden kan benyttes. RIF forklarer i sin veileder at «Fordelen med tverrkraftmetoden er at den har stor anvendbarhet dersom kriteriene er oppfylt. Det er heller ingen behov for dynamiske analyseverktøy da responsen, enten det er egenperioden, etasjevise krefter eller forskyvninger, enkelt kan fastsettes med håndberegninger eller vanlige statiske programmer» [16, s. 61]. Metoden er altså godt egnet for overslag eller forprosjekt der endelig konfigurasjon ikke er bestemt.

## 2.2.4 NATURLASTER

Naturlaster blir heretter definert som snø- og vindlaster som har sin årsak i naturhendelser.

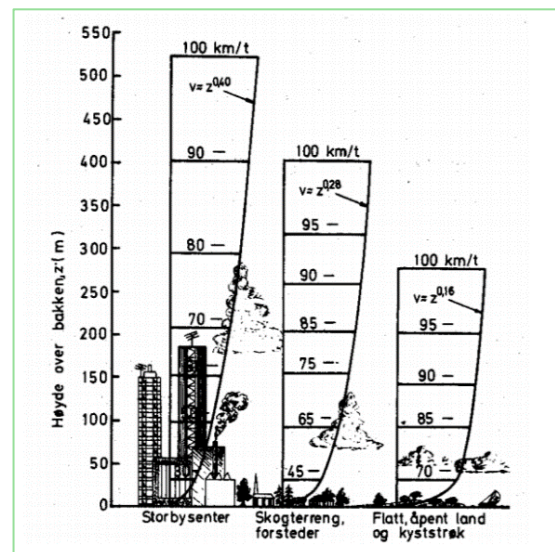
### *Snølast*

Snølast er en variabel naturlast. Det er i Norge store regionale variasjoner på hvor mye det snør. Det kan også være store lokale variasjoner basert på høyde over havet, lokalt klima og topografi. Snølasten beregnes ut ifra EK1-3 [4] og må i tillegg til nytte- og egenlast tas hensyn til ved dimensjonering av konstruksjonens bæreevne.

### *Vindlast*

Vindlast er i likhet med snølast en variabel naturlast. Dette er en last som byggverk utsettes for daglig, i varierende omfang. Vindlasten blir beregnet ut ifra EK1-4 [5], der de åpner for å behandle vind som en statisk last som vil fungere som trykk eller sug vinkelrett på vegg- og takflate. Vindlaster virker også på innsiden på av bygget ved å skape overtrykk og undertrykk.

Norges landskap langs kysten er åpent, og det foreligger lite hindringer som kan bremse for havvinden. Derfor blåser det mer langs kysten enn det gjør lenger inn i landet, hvor man i større grad har skjerming fra terrenget. [17] Vindlasten avhenger av topografi, byggets høyde og terrengets ruhet. [19] Slik man ser av figur 8 vil vindlastens intensitet øke desto høyere man kommer over bakken, men forenklet beregnes det med et konstant vindtrykk på hele konstruksjonen.



Figur 8: Illustrasjon av økende vindhastighet med høyde over bakken [19]

Norske kommuner har en egen referansevindhastighet som man finner i tabell NA.4(901.1). Referansevindhastigheten er målt i meter per sekund og varierer fra 22 til 31. Etter Beauforts skala vil dette si fra liten storm til sterk storm. Denne er uavhengig av årstid og vindretning, den viser den karakteristiske 10 minutters middelvindhastigheten når man er 10



meter over flatt landskap med en 50 års returperiode. [5] Denne utregning blir gjennomgått i kapittel 3.3.2.

## 2.3 Fundamenter

Fundamentet skal utformes slik at det kan føre kreftene fra bygget ned i grunnen uten at det oppstår setninger eller skader. [20] Det er derimot stor forskjell på kravene som blir stilt til fundamentene avhengig av grunntype, setningskrav og størrelsen på kreftene de må ta imot. «Tunge» konstruksjoner på svak grunn vil trenge et fundament som sprer kreftene utover et større område. En «lett» konstruksjon kan få problemer med stabilitet på grunn av vindkreftene og vil kunne trenge et «tungt» fundament som holder bygget fast.

Fundamenter må ta opp alle kreftene som virker på en konstruksjon. Vertikale laster føres ned via det bærende systemet mens det avstivende systemet fører de horisontale kreftene ned til fundamentet. Disse kreftene resulterer i et stort moment ved fundamentet som kan både gi strekk- og trykkrefter. Det er viktig å få kontroll på disse kreftene tidlig i dimensjoneringsprosessen slik at stabiliteten til bygget er fastslått. Hvordan de ulike fundamenttypene tar opp kreftene er forskjellig. Her beskrives tre forskjellige fundamenttyper:

### FUNDAMENT PÅ FJELL

Fundamenter som støpes direkte på fjell har sjeldent problemer med å fordele trykket ned i grunnen. Det kan også gyses fast armeringsjern i grunnen som bidrar til å ta opp eventuelle aksial- eller strekkrefter.

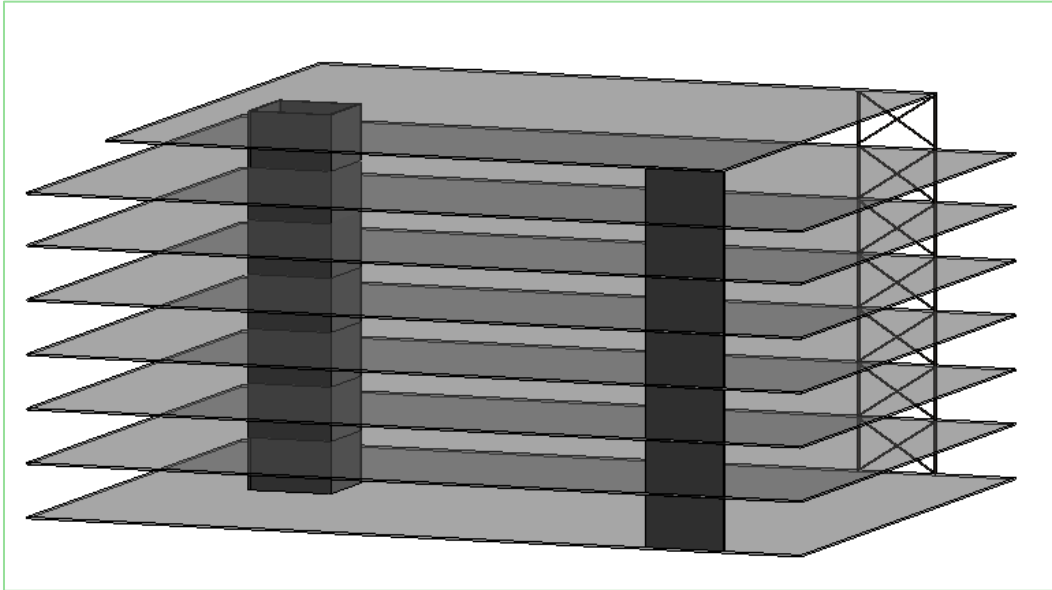
### FUNDAMENT PÅ LØSMASSER

Fundamenter som ligger fritt på løsmasser er avhengig av egenvekt, jordtrykk og friksjon for å ligge stabilt. Her må fundamentet fungere som et lodd for eventuelle strekkrefter som oppstår fra konstruksjonen. Trykket på grunnen må også kontrolleres for å unngå brudd i massene. Horisontale krefter må tas opp ved hjelp av jordtrykk og friksjon mellom fundamentet og massene. Ved slike fundamenter bør det innhentes informasjon fra geoteknikere om kapasiteten til grunnen.

## PELEFUNDAMENTERING

For konstruksjoner der grunnforholdene gjør at en ikke kan bruke tradisjonell fundamentering kan pelefundamentering være gunstig. Dette kan være fordi det er store dybder ned til fjell, ustabile masser eller store horisontale og vertikale krefter på konstruksjonen. Skal det peles ned til løsmasser bør det kontaktes geoteknikker for rådgivning. Skal pelene derimot gå ned til fjellet kan det beregnes uten rådgivning fra geoteknikk. Det finnes forskjellige typer peler både av bæretype og materiale. Peler av stål og betong er de vanligste å bruke. Ut ifra behovet kan man få ulike varianter av disse; betongpeler, stålkjernepeler og RS peler enten som prefabrikkert eller plasstøpte.

## 3. GJENNOMGANG AV PROSEDYRE



Figur 9: Illustrasjon av oppsett eksempelbygg for gjennomføring av prosedyre.

### 3.1 Prosedyren

Prosedyren er tiltenkt å hjelpe nyutdannede med beregningsprosessen på nye konstruksjoner. Den skal hjelpe å svare på spørsmål som: *Hvor skal jeg begynne? Hva er viktig å tenke på? Hva er veien videre?*

Prosedyren går trinnvis gjennom:

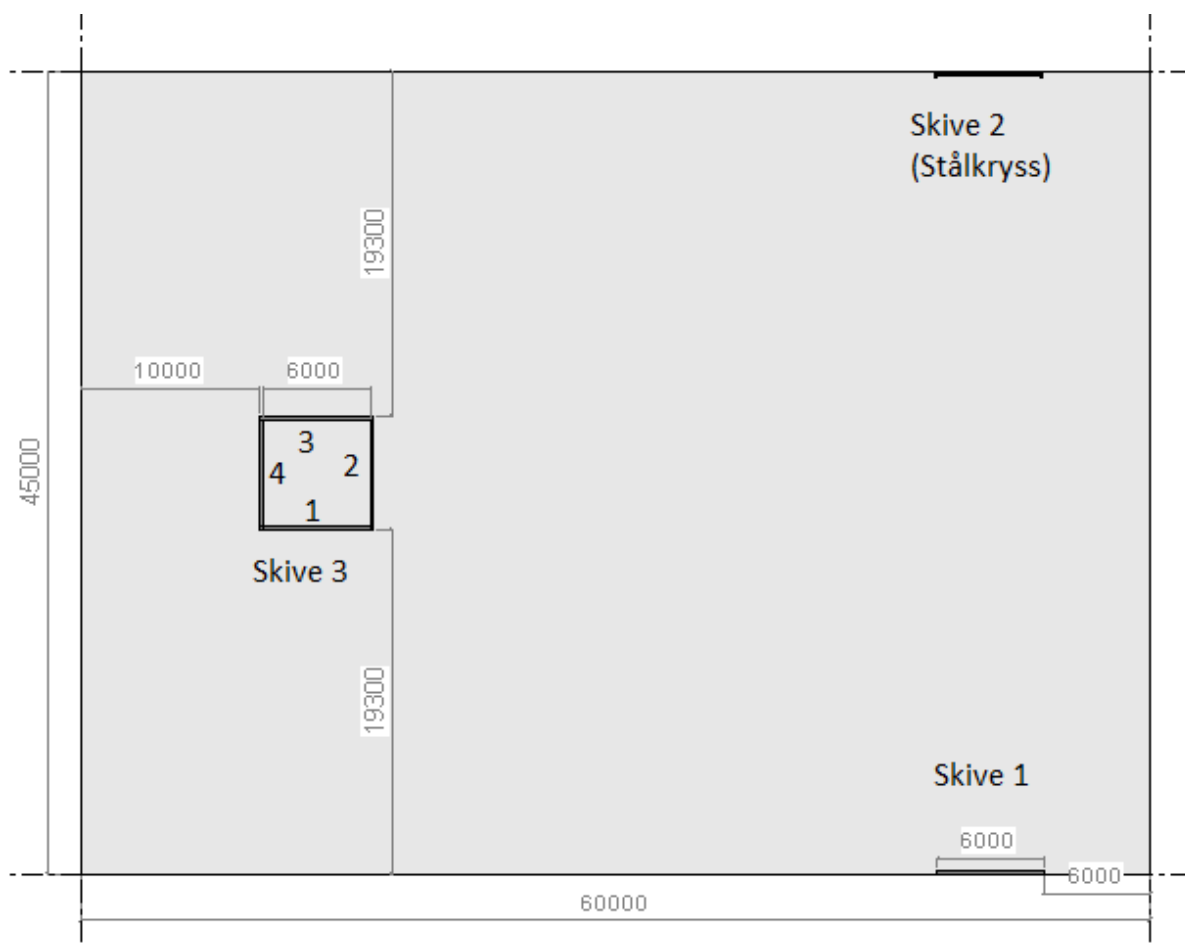
- Henvisinger til lastene på konstruksjonen
- Plassering av det avstivende systemet
- Utelatelseskriterier
- Fordelingen av de horisontale kreftene
- Fundamentering
- Ombygging av eksisterende konstruksjoner

Disse punktene skal kunne gi en ingeniører de nødvendige verktøyene vedkommende trenger for å komme i gang med avstivning av konstruksjonen. Prosedyren går ikke inn på selve dimensjoneringen av det avstivende systemet eller fundamentene. Dette er på grunn av at både valg av avstivende system og fundament er individuelt for hver enkelt konstruksjon og vanskelig å lage en detaljert oppskrift for.

Eksempelbygget illustrert i figur 9 har en utstrekning på 45x60 m, og er designet i Revit for å gi prosedyrens gjennomgang visuelle eksempler, og en enkel innføring i hvordan den kan brukes, med tilhørende teori. Bæresystemet er ikke vist på illustrasjonen for enkelhetens skyld, men består av søyler og bjelker. Bygget er definert som et kontorbygg og er plassert i Bergen sentrum for å gi eksempelet de nødvendige dataene som kommer fra geografisk plassering.

### 3.2 Plassering av det avstivende systemet

Plasseringen av det avstivende systemet er basert på å lage et statisk bestemt system illustrert i figur 10. Konstruksjonen er rektangulær, og det er få arkitektoniske bidrag som hindrer eller styrer plasseringen av de vertikale skivene.



Figur 10: Illustrasjon av plassering av vertikale skiver.

Det avstivende systemet består av et skivesystem som benytter horisontale skiver til å ta imot de horisontale lastene. Disse lastene føres videre inn i avstivende, vertikale skiver og ned til fundamentet. Bygget består av en heissjakt, en vertikal betongskive, et stålkryss og plasstøpte dekker. For enkelhets skyld er det ingen utsparinger i skivene.

Med krav til universell utforming er det normalt med heis i fleretasjes bygg.

Heis/trappesjakter er vanlig å bruke som vertikale skiver. Formen på sjaktene (lukkede rektangler) vil gi en høy stivhet, og vil være godt egnet til å motstå eventuelle vridninger i bygget. Heissjakten, «skive 3» har en størrelse på 6x6m.

For å ta opp rotasjonen til bygget er det satt opp en betongskive, «skive 1», og et stålkryss, «skive 2» som plasseres parallelt over hverandre for å fungere som et kraftpar. Stålkrysset består av HUP 200x200x10, og er tatt med for å vise hvordan en forenklet kan regne seg fra stålkryss til betongskive da V-skive ikke behandler stålkryss.

Alle de vertikale avstivningskomponentene er kontinuerlig fra fundamentet til toppen av bygningen. Dette resulterer i at konstruksjonen ikke har noen reduksjoner i det avstivende systemet, som er fordelaktig for konstruksjonens regularitet.

### 3.3 Laster på konstruksjonen

I dette kapitlet defineres lastene som vil kunne opptre på konstruksjonen for videre beregninger og forklaringer til prosedyren.

#### 3.3.1 VERTIKALLASTER

##### *Egenlast*

For å finne egenlasten til eksempelbygget blir dekker, søyler, bjelker og tak beregnet ved en tilnærmet dimensjon og egenvekt. Denne vekten kan variere noe etter at detaljprosjekteringen er gjennomført og dimensjonene er fastslått. Antagelser gjort på eksempelbygget er konservative og vil tvilsomt bli justert opp under senere beregninger:

Konstruksjonsdel	Last
Dekker	6,25 kN/m <sup>2</sup>
Lett-tak	0,7 kN/m <sup>2</sup>
Bjelker, dekker herunder himling, tekniske føringer, avretting, fasader og vegger osv.	2,0 kN/m <sup>2</sup>

Tabell 3: Egenlaster på konstruksjon

##### *Nyttelast*

Nyttelasten er hentet ut fra EK1 [3] tabell NA.6.2. Dette er basert på at bygget skal benyttes som et kontorbygg med en takterrasse:

$$p_{k1} = 3,0 \frac{kN}{m^2} \text{ (Kontorlokaler)}$$

$$p_{k2} = 4,0 \frac{kN}{m^2} \text{ (Takterrasser)}$$

### 3.3.2 NATURLASTER

#### *Snølast*

Snølastberegningene er basert på EK1-3 [4]. Snølast på en flate avhenger av flere ulike faktorer. Faktorene er blant annet byggestedets klima, topografi, form og høyde over havet. For snølast på tak tas det utgangspunkt i pkt. NA.4.1 og tabell NA.4.1(901). Verdien for den karakteristiske standardverdien  $S_{k0}$  må justeres for en tilleggslast  $\Delta S_{k0}$  dersom byggestedet er plassert over en gitt høydegrense  $H_g$ . Videre vil snølasten være avhengig av vinkelen på taket gjennom en formfaktor  $\mu_1$ . Etter beregning i vedlegg 6 vil snølasten være:

For flate tak med takvinkel:

$$0^\circ < \alpha < 30^\circ \text{ gir } \mu_1 = 0.8$$

Konstruksjon i Bergen under referansehøyden:

$$S_{k0} = 2 \text{ kN/m}^2$$

Resultater i karakterisk snølast:

$$S_k = S_{k0} \cdot \mu_1 = 1,6 \text{ kN/m}^2$$

#### *Vindlast*

Vindlastberegningene er basert på EK1-4 [5]. Vindlasten kan beregnes både ved en omfattende og en forenklet metode. Det er i dette eksempelet brukt forenklet metode. Denne kan benyttes for bygg som ligger i horisontalt terreng i én terrengkategori og har ingen ås/skråning/terrengendring av betydning i nærheten. Verdien fra forenklet metode blir brukt videre i stivhetsberegning av bygget.

Referansevindhastigheten hentes fra tabell NA.4(901.1). [5] Bergen kommune i Vestland fylke gir referansevindhastighet  $v_{b,0}$  lik 26 m/s. Etersom eksempelbygget er plassert i Bergen sentrum tilsier dette at terrengruhetskategorien egner seg for klasse IV og antar forenklet at det ikke ligger i nærheten av bratt terreng. Videre leser en av vindkasthastighetstrykket i figur V.1.c). Vindkasthastighetstrykket tar hensyn til høyden  $z$  og terrengruhetskategorien. Den tar derimot ikke hensyn til topografifaktorer. Høyden  $z$  er avstanden fra grunnivå til referansenivå. Siden eksempelbygget er plassert på grunnivå, vil denne høyden være lik 28 meter.

Overgangssonefaktor  $k_3$  finner en i tabell V.1. Her antas A-sonen som byfjorden i Bergen med terrengkategorinummer I med 1 km avstand til sone B. Overgangssonefaktor  $k_3$  multipliseres med vindkasthastighetstrykket og en får karakteristisk vindlast:

$$q_{kast} = 0,861 \text{ kN} \text{ (Se beregninger i vedlegg 8)}$$

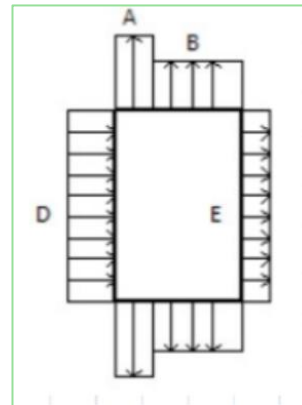
Vindsonene bestemmes ut fra figur 7.5. Eksempelbygget er rektangulært som medfører at man må regne på to lastsituasjoner. En der vinden treffer på langsiden, og en der vinden treffer på kortsiden av bygget. En skrå vindlast vil sjeldent bli dimensjonerende på den globale stabiliteten. Denne vinden skaper trykk på begge sidene den treffer og får en lavere formfaktor enn om vinden treffer vinkelrett på. I en forskyvningsberegning trenger man ikke å legge inn vindkraften i vindsoner A, B og C for et rektangulært bygg. Grunnen til dette er at de vil utligne hverandre og ikke gi utslag på forskyvninger (se figur 11 og 12). Beregninger utført i vedlegg 8 gir følgende vindlaster for sone D og E:

1. Vind på langsiden:

$$q_{D1} = 0,645 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{E1} = 0,343 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{D1+E1} = 0,988 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$



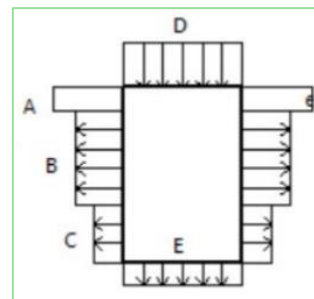
Figur 11: Illustrasjon vind på langsiden.

2. Vind på kortside:

$$q_{D2} = 0,628 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{E2} = 0,309 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{D2+E2} = 0,937 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

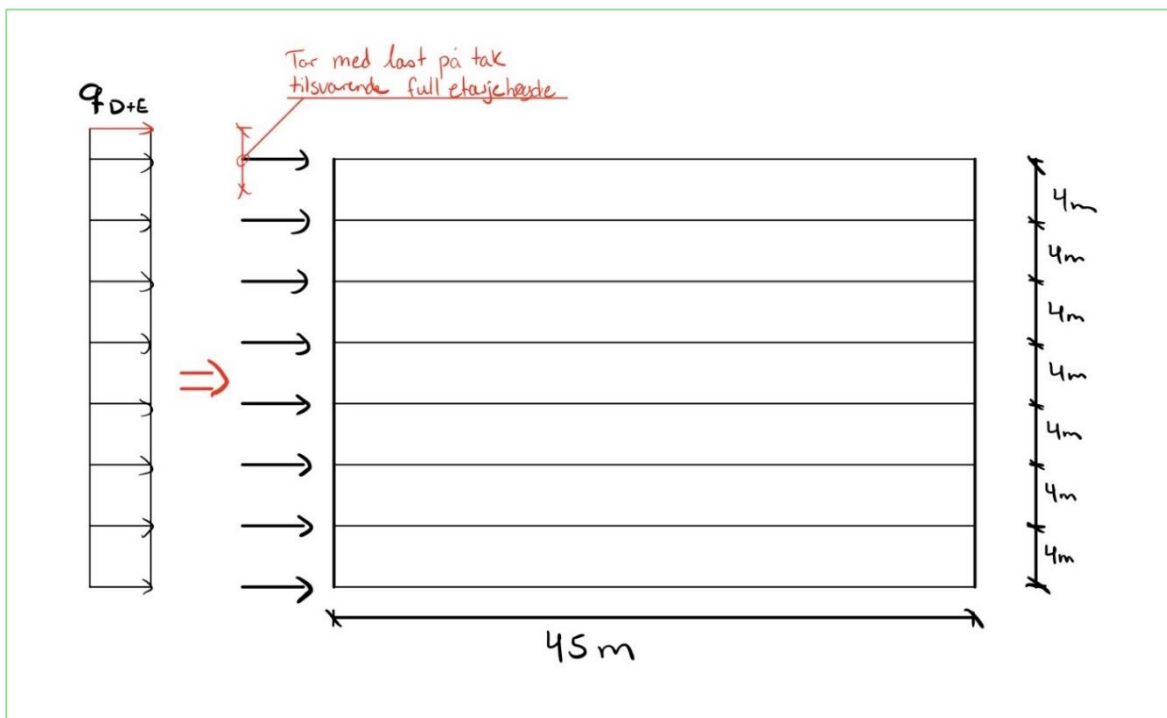


Figur 12: Illustrasjon vind på kortside.



For stabilitetsberegning av bygget vil en gjøre om vindlasten slik at de virker som linjelaster på etasjeskillerne. Dette gjøres ved å multiplisere vindlastene for sone D og E med lastbredden, som vil være høyden mellom etasjeskillerne vist i figur 13.

Man kan her iht. punkt 7.2.2(3) vurdere om en skal multiplisere med reduksjonsfaktoren  $k_{red}$  for å ta hensyn til reduksjonen i korrelasjon av vindtrykkene mellom lo- og lesiden. Dette er ikke blitt utført i dette eksempelet. Vindlastene på kort- og langside som er omgjort til linjelaster er lastene som legges inn i V-skive for å finne ut av kraftfordelingen i bygget.



Figur 13: Vindlast på langside omgjort til linjelast som treffer på etasjeskillerne.

Når man antar at linjelasten treffer etasjeskillerene vil en i praksis øke armen til lastene med en halv etasjehøyde, dette er illustrert i figur 13. Jevnt fordelt vindlast omgjort til linjelast på hver etasje:

$$q_{vk1} = 3,955 \frac{kN}{m} \text{ (langside)}$$

$$q_{vk2} = 3,748 \frac{kN}{m} \text{ (kortside)}$$

### 3.3.3 HORISONTALLASTER

#### *Skjevstillingslast*

Skjevstillingslasten kommer av geometriske byggeavvik og er beregnet etter EK2 [6]. Den er avhengig av en vinkel  $\theta_i$  samt totalen av alle vertikale laster. Lastene innebærer både egenlasten, nyttelasten og snølasten.  $\theta_i$  vinkelen beregnes ut fra grunnverdien  $\theta_0$  og reduksjonsfaktorene  $\alpha_h$  og  $\alpha_m$ . Lengden av bygget blir bestemt av høyden av bygget når en beregner virkningen på et avstivningssystem. [6, s. 53] Med en høyde på 28m og en antagelse på seks aksialbærende søyler på en rad ble  $\theta_i$  beregnet til 0.003. De vertikale lastene ble summert til:  $G_d = 279276$  kN. Skjevstillingslasten er et produkt av de vertikale kreftene og helningen. Dette resulterer i at skjevstillingslasten som opptrer som skjærkraft i bunnen av bygget blir:

$$Skjev = 711 \text{ kN (Se beregninger i vedlegg 1)}$$

### Sjekk mot utelatelseskriterier:

Som nevnt i kapittel 2.2.2 om jordskjelv vil man ikke trenge å påvise at konstruksjonen har kapasitet for jordskjelv hvis et eller flere av utelatelseskriteriene er tilfredsstillt.

Utelatelseskriteriene vil da bli det første en kontrollerer før en eventuelt må gå gjennom en fullstendig jordskjelvdimensjonering.

EK8[7] gir fire utelatelseskriterier:

Utelatelseskriterier		Referanse EK8[7]
(1)	For bygg i seismisk klasse I og lette bygg i tre kan det ses bort fra seismiske laster	NA.3.2.1(5)P
(2)	$a_g S < 0,05g = 0,49 \text{ m/s}^2$	NA.3.2.1(5)P
(3)	$S_d < 0,05g = 0,49 \text{ m/s}^2$	NA.3.2.1(5)P
(4)	$F_b < (1.5 \cdot \text{vind} + 1.05 \cdot \text{skjev}) \cdot \left( \frac{Y_{\text{cbrudd}}}{Y_{\text{cDCL}}} \right)$	Pkt. 4.4.1(2) Pkt. 4.3.3.2.2.(1)P

Tabell 4: Forenklet oversikt over utelatelseskriterier med henvisning til standard. [16]

Dimensjonering i DCL:

Forutsetningen for å kunne beregne jordskjelvkraftene forenklet ved hjelp av utelatelseskriteriene er at konstruksjonen må dimensjoneres i DCL. [8, s. 31] Krav for å dimensjonere stål- og betongkonstruksjoner i DCL er gitt ved:

$$a_g S < 2,45 \frac{m}{s^2}$$

$$a_g S = 0,68 \frac{m}{s^2} < 2,45 \frac{m}{s^2} \text{ OK (Se beregninger i vedlegg 2)}$$

Eksempelbygget er innenfor dette kravet og det vil være tilstrekkelig å benytte de vanlige materialstandardene. DCL forutsetter at konstruksjonsfaktoren  $q \leq 1,5$  i utelatelseskriterium (2), (3) og (4).

### Kriterium I

Det første som må gjøres er å finne hvilken seismisk klasse konstruksjonen tilhører. Seismisk klasse bestemmes i henhold til EK8 [7] tabell NA.4(902). Denne veilederen deler byggverkene inn i fire seismiske klasser. Klassen settes vanligvis ut ifra pålitelighetsklassen med unntak av skoler og institusjonsbygg som ligger i klasse III, og viktig infrastruktur som ligger i klasse IV. Eksempelbygget er definert som et kontorbygg, noe som medfører at det ligger i seismisk klasse II. **Utelatelseskriterium (1) er ikke oppfylt.**

### Kriterium II

I områder med svært lav seismisitet gis det anledning til å utelate videre seismiske beregninger. Ligningen nedenfor må da oppfylles:

$$a_g \cdot S = \gamma_1 \cdot (0,8 \cdot a_{g40Hz}) \cdot S < 0,49 \text{ m/s}^2$$

$\gamma_1$  er den seismiske faktoren og bestemmes av hvilken seismisk klasse bygget ligger i. Siden bygget ligger i seismisk klasse II gir dette en seismisk faktor lik 1,0 iht. Tabell NA.4(901) vist i tabell 5.

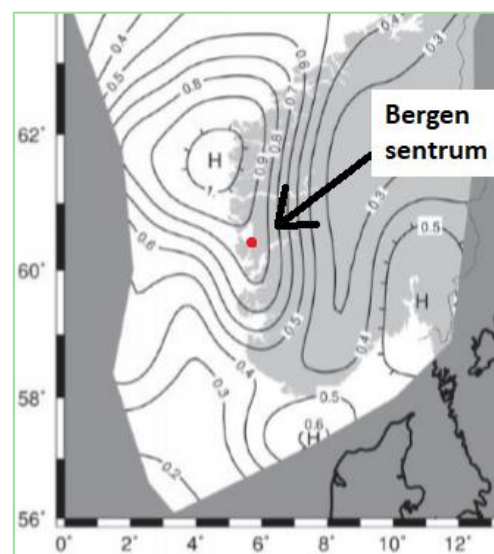
Seismisk Klasse	Seismisk faktor $\gamma_1$
I	0,7
II	1,0
III	1,4
IV	2,0

Tabell 5: Verdier for seismisk faktor, avhengig av hvilken seismisk klasse bygget ligger i. [7]

$a_{g40Hz}$  er spissverdi for berggrunnens akselerasjon. Norge er inndelt i områder med forskjellig akselerasjon i berggrunnen, og verdien på  $a_{g40Hz}$  vil variere ut ifra hvor man er i landet. Dette bestemmes ut ifra et norgeskart med tilhørende verdier, vist i figur 14.

For eksempelbygget interpoleres det mellom isokurvene som fører til verdien:

$$a_{g40Hz} = 0,85 \text{ m/s}^2.$$



Figur 14: Utklipp fra Figur NA.3(901) [7]

Forsterkningsfaktoren  $S$  er avhengig av grunntype. Grunntype deles opp i 7 kategorier forklart i tabell NA.3.1 og omfatter alt fra fast fjell til sensitiv leire. For å fastsette hvilken grunntype som foreligger, kan det være hensiktsmessig å rådføre seg med geoteknikker. Når grunntypen for området er bestemt, får man fra tabell NA.3.3 en forsterkningsfaktor  $S$  som ganges med  $a_g$  for å finne ut om man kommer innenfor kravet «svært lav seismisitet».

Ved eksempelbyggets plassering antas det mindre enn 5 meter til fjell. Dette gir grunntype A og forsterkningsfaktor  $S = 1,0$ . Det er utarbeidet tre tabeller som hjelpemiddel i prosedyren for å se om man kommer innenfor kravet til kriteriet.

Grunntype	Berggrunnens akselerasjon, $a_{g40Hz}$							
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
A	0,16	0,24	0,32	0,4	0,48	0,56	0,64	0,72
B	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
C	0,224	0,336	0,448	0,56	0,672	0,784	0,896	1,008
D	0,256	0,384	0,512	0,64	0,768	0,896	1,024	1,152
E	0,272	0,408	0,544	0,68	0,816	0,952	1,088	1,224

Tabell 6: Oversikt over hvilke verdier for bygg i seismisk klasse II som tilfredsstillers kravet i utelatelseskriterium (2).

For seismisk klasse II gjelder tabell 6, og man ser at med grunntype A, og berggrunnens akselerasjon lik 0,85 tilfredsstillers ikke kravet om svært lav seismisitet. **Utelatelseskriterium (2) er ikke oppfylt.**

For videre undersøkelser av utelatelseskriterium (3) og (4) er det hensiktsmessig om bygget tilfredsstillers kravene for regularitet i plan og oppriss. Da kan man benytte seg av tverrkraftmetoden, nevnt i kapittel 2.2.2. Den kan beregnes for hånd ved en plan modell, og er tidsbesparende i forhold til en modal analyse.

## Regularitet i plan

Regularitet i plan er beskrevet i EK8 4.2.3.2. For at kravene for regularitet i plan skal overholdes må bygget tilfredsstillende alle kravene som EK8 gir og som står beskrevet i prosedyren.

- Det plaststøpte dekket til konstruksjonen innehar en stor stivhet og har ingen inntrukne deler som overskrider 5%. Dette resulterer i at kravene for dekket er oppfylt.
- Slinkheten til konstruksjonen beskrevet av forholdstallet mellom lengste og korteste side på bygget må være under gjeldende verdi:

$$\lambda = \frac{L_{maks}}{L_{min}} = \frac{60m}{45m} = \frac{4}{3} \leq \lambda_{maks} = 4$$

Kravet for forholdet mellom sidene på bygget er innenfor kravet.

For å unngå store torsjonskrefter i konstruksjonen må bygget tilfredsstillende kravene i 4.2.3.2(4). Her begrenses avstanden mellom stivhetssenteret og massesenteret.

Den avstivende konstruksjonen er bestående av en heissjakt, en betongskive og et stålkryss. Forenklet er stålkrysset beregnet om til en ekvivalent betongskive. Betongskivens størrelse er basert på formelen som vist i vedlegg 9:

$$E_{betong} \cdot \frac{1}{12} b h^3 = E_{stål} \cdot I_{stål} \rightarrow b = \frac{E_{stål}}{E_{betong}} \cdot \frac{I_{stål}}{L^3} \cdot 12 = 0,049m$$

Formelen er basert på at stivhetssenteret til skivene vil ligge på samme sted på grunn av den enkle geometrien til skivene. Dette resulterer i at stålkrysset HUP 200x200x10 kan forenklet byttes med en betongskive med bredde lik 50mm.

Massesenteret og stivhetssenteret er verdier som kan beregnes av beregningsprogram som AutoCAD og FEM-design. I dette tilfellet er det utført manuelle beregninger i MathCAD basert på vindkrysset, veggskiven og heissjakten. Heissjakten beregnes som fire separate skiver som alle innehar sin fulle lengde. Dette er fordi skivene jobber som kraftpar og vil ikke bli fullt belastet samtidig. Massesenteret beregnes av tyngdepunktet av massene i plan beregnet fra det sørvestlige hjørnet.

$$X_m = 29.685m \quad Y_m = 22.348m \quad (\text{Massesentrene})$$

$$X = 26.088m \quad Y = 22.5m \quad (\text{Stivhetssentrene})$$

Beregnet avstand mellom disse to koordinatene er definert av  $e_x$  og  $e_y$ .  $I_s$  er beregnet etter forenklet formel for rektangulære konstruksjoner i 7.3.2 i RIF [16, s. 49]

$$e_x = X - X_m = 3.597m < 0.3 \cdot I_s = 6.495m$$

$$e_y = Y - Y_m = 0.152m < 0.3 \cdot I_s = 6.495m$$

Disse kravene blir innfridd for begge akser. Konstruksjonen må også tilfredsstille kravet for slankhet pkt. 4.2.3.2(5):

$$\lambda = \frac{L_{maks}}{L_{min}} = 1.33 < 4$$

Konstruksjonen tilfredsstiller alle kravene til regularitet i plan, se vedlegg 3 for nøyaktige beregninger. Regularitet i plan er normalt sett noe som kan være vanskelig å tilfredsstille for konstruksjoner som ikke er rektangulære og ikke relativt simpel i oppbygningen. Dette resulterer i at om ikke konstruksjonen er i seismisk klasse II og under 10m høyt vil man ikke kunne bruke tverrkraftmetoden. Det kan uansett være nyttig å fortsette dimensjoneringen for å få en oversikt over hvor store kreftene kommer til å bli ved en tyngre analyse. Da vil man også få kontrollert om det kan bli mulig å utelate konstruksjonen for jordskjelvslaster.

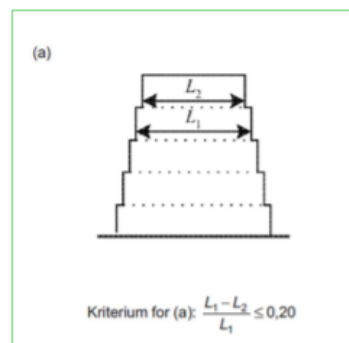
## Regularitet i oppriss

Fire krav må tilfredsstilles for at bygget skal ha regularitet i oppriss iht. EK8 [7] punkt 4.2.3.3

- 1) Avstivningssystemet som motstår sidelast, skal være kontinuerlig hele veien fra fundamentet til toppen av bygningen. Eksempelbygget tilfredsstiller dette kravet; både heissjakt, betongvegger og stålkryss er gjennomgående fra bunn til topp.
- 2) Sidestivheten og massen til etasjene skal forbli konstant, eller gradvis reduseres oppover i etasjene. I dette eksempelet er masse og sidestivhet konstant fra fundamentet og til oppunder takterrassen. Takterrassen er redusert med 10% på hver kortside og har dermed redusert masse. Sidestivheten vil fortsatt være lik i toppen som i de andre etasjene, siden avstivningssystemet går helt opp til takterrassen.
- 3) Kun gjeldende for rammeverksbygninger.
- 4) Gjeldende dersom det finnes tilbaketrunkne deler. Det er fire forskjellige betingelser som man må vurdere opp mot konstruksjonen.

Siden takterrassen er symmetrisk om senter av bygget blir betingelse (a) i punkt 4.2.3.4(5) gjeldende. Denne betingelsen er illustrert i figur 15. Takterrassen er tilbaketrunket 10% på hver kortside, samtidig som det opprettholder krav om symmetri. Beregninger i vedlegg 4 viser at bygget er redusert med 20% av arealet til etasjen under, betingelsen er dermed tilfredsstilt. Betingelse (b) er gjeldende og oppfylt for eksempelbygget, siden den tilbaketrunkne delen befinner seg på et nivå som er over 15% av byggets høyde.

Kravene for regularitet i oppriss er dermed tilfredsstilt, og man trenger ikke å redusere konstruksjonsfaktoren iht. punkt 4.2.3.1(7).



Figur 15: Betingelse (a) i Figur 4.1 for regulariteten av bygninger [7]



### Kriterium III

Kriteriet III kan anvendes dersom det dimensjonerende spektret  $S_d(T)$  er under akselerasjonskravet og beregnet med konstruksjonsfaktor  $q=1,5$ .

$$S_d(T) < 0.05 \cdot g = 0.49 \text{ m/s}^2 \quad (\text{NA.3.2.1(5)P})$$

Det dimensjonerende spektret er den dimensjonerende seismiske akselerasjonen konstruksjonen skal baseres på, og blir beregnet ut ifra byggets egensvingeperiode. Første egensvingeperiode  $T_1$ , for bygninger opp til 40 meter, beregnes forenklet ved bruk av punkt 4.3.3.2.2(2) i EK8 [7]. Dette gjelder da kun for tverrkraftmetoden, mens ved en modal analyse vil disse verdiene kunne hentes direkte fra analysene i programvaren.

Eksempelbygget er kontrollert for regularitet i plan og oppriss, og tverrkraftmetoden benyttes da videre. Det beskrives her to ulike metoder for å finne den første egensvingeperioden:

1.  $T_1 = C_t \cdot H^{3/4}$  Formel (4.6) EK8 [7]

2.  $T_1 = 2 \cdot \sqrt{d}$  Formel (4.9) EK8 [7]

$C_t = \frac{0,075}{\sqrt{A_c}}$ for konstruksjoner med veggskiver av betong, eventuelt av empiriske verdier:
---

$C_t = 0,085$ for momentstive romlige stålrammer.
---

0,075 for momentstive romlige betong-rammer og eksentrisk avstivende stålrammer
---

0,050 for alle andre konstruksjoner.
--------------------------------------

Metode **1** tar hensyn til avstivningskoeffisienten  $C_t$  og høyden til bygget.

Avstivningskoeffisienten  $C_t$  er gitt med veiledende empiriske verdier av eurokoden basert på det avstivende systemet. En mer presis  $C_t$  får man ved å regne ut det effektive arealet av skjærveggene ved å bruke formelen for  $A_c$  i punkt 4.3.3.2.2(3).

Parametere for responsspekteret velges i tabell NA.3.3 basert på hvilken grunntype som foreligger:  $T_B(s) = 0,10$ ,  $T_C(s) = 0,25$ ,  $T_D(s) = 1,5$ .

Første egensvingeperiode blir ved hjelp av metode **1** med empiriske verdier beregnet i vedlegg 5 til:

$$T_1 = C_t \cdot H^{\frac{3}{4}} = 0,61 \text{ s} \leq \frac{4 \cdot T_C = 1,0 \text{ s}}{2,0 \text{ s}} \text{ OK.}$$

Metode **2** er en mer nøyaktig beregning der det er hensiktsmessig å bruke et beregningsprogram siden beregningen av forskyvningen til bygget er krevende å beregne for hånd. V-skive av Ove Sletten er et passende beregningsprogram for en slik utregning.

Resultatet fra beregningene i V-skive blir gjennomgått i kapittel 3.4.2 og gir:

$$T_1 = 2 \cdot \sqrt{d} = 2 \cdot \sqrt{0,461} = 1,35 \text{ s} \geq \frac{4 \cdot T_C = 1,0 \text{ s}}{2,0 \text{ s}} \text{ IKKE OK.}$$

Som man ser av beregningene ovenfor gir metode **2** første egensvingeperiode over kravet  $4 \cdot T_C$ . Dette kommer av at konstruksjonens relative stivhet er for lav. Avstivningssystemet ble bestemt tidlig i prosjektet, og gruppen hadde da lite forkunnskaper om hvordan dette skulle gjøres.

I og med at standarden ikke krever at det regnes med både (4.6) og (4.7) blir det videre brukt resultat av egensvingeperioden fra metode 1. At konstruksjonens relative stivhet er for lav blir videre forklart under kapittel 3.4.3 under «Horisontal forskyvning».

Det dimensjonerende spektrumet defineres da videre etter størrelsen på den første egensvingeperioden og de elastiske responsspektrene. Byggets første egensvingeperiode  $T_1$  ligger mellom verdiene til  $T_C$  og  $T_D$  som etter formel (3.15) i punkt 4.2.2.5(4) gir:

$$S_d(T) = 0,47 \frac{m}{s^2} < 0,49 \frac{m}{s^2}, \text{ (se beregninger i vedlegg 5)}$$

**Utelatelseskriterium (3) er dermed gyldig.** For eksempelets skyld regnes det videre på utelatelseskriteriet (4).

## Kriterium IV

For bygninger i seismisk klasse II og III med regularitet i plan og oppriss kan man utelate seismisk påvirkning dersom skjærkraften for dimensjonerende seismiske lastkombinasjoner på grunnnivå er mindre enn fra andre relevante lastkombinasjoner:

$$F_b < (1.5 \cdot Vind + 1.05 \cdot Skjev) \cdot \frac{\gamma_{cbrudd}}{\gamma_{cDCL}}$$

$F_b$  er horisontalkraften som kommer av jordskjelv. Den betegnes som total skjærkraft og opptrer ved overkant mark eller overkant stiv kjeller. Formel for  $F_b$  står i EK8 4.3.3.2.2(1)P og er satt sammen av byggets masse (kg), byggets dimensjonerende spektrum  $S_d(T)$  og korreksjonsfaktoren  $\lambda$ .

$$F_b = 8405 \text{ kN (Se beregninger i vedlegg 6)}$$

Kriteriet beregnes først med den vindlasten som er størst og som gir høyest sannsynlighet for at vind og skjev blir dimensjonerende. På et rektangulært bygg vil vindlasten være størst på langsiden av bygget. Man sjekker da først denne siden opp imot utelatelseskriteriet. Dersom langsiden kommer innenfor kravet for utelatelse, må man i neste omgang kontrollere at kortsiden også oppfyller dette kravet. Dette er siden egensvingeperioden har ulik verdi for hver av de ortogonale retningene, og begge retningene må vurderes.

Vind- og skjevstillingslasten ganges til slutt med forholdet mellom materialfaktor i bruddgrensetilstand og materialfaktor i ulykkestilstand. Uttrykket for utelatelseskriterium (4) blir da for langsiden av bygget:

$$8405 \text{ kN} > 4045 \text{ kN IKKE OK}$$

Beregningene for vind- og skjevlast finnes i henholdsvis vedlegg 8 og 1.

Siden horisontalkraften fra jordskjelv er større enn skjærkraften fra vind- og skjevlastene er **utelatelseskriterium (4) ikke gyldig.**

Beregninger for jordskjelv vil uansett kunne utelates siden utelatelseskriterium (3) innfridde kravene.

## 3.4 Fordeling av horisontale krefter

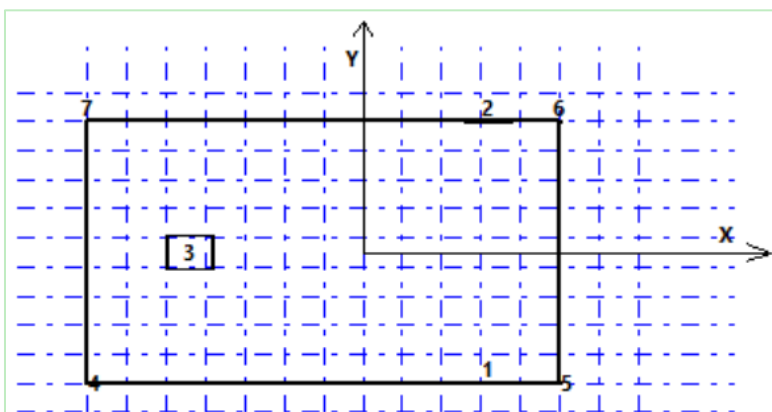
### 3.4.1 SKIVESYSTEM

For et skivesystem vil horisontallastene fordeles på de horisontale skivene som er opplagt på vertikale skiver og sjakter. De horisontale kreftene som er funnet i kapittel 3.3.2 og 3.3.3 må videreføres til de vertikale skivene ned til fundamentene. Siden dekkene består av stedstøpt betong vil disse ha stor skjærkapasitet mot kreftene som oppstår. De horisontale skivene kan beregnes ved at man setter dekket på høykant og forenklet beregner den som en bjelke. De horisontale skivene må dimensjoneres for skjærkreftene og bøyemomentet som oppstår ved vind, skjev og eventuelt jordskjelv. For å beregne fordeling av kreftene i avstivningssystemet er det blitt benyttet V-skive av Ove Sletten.

### 3.4.2 BEREGNING AV KREFTER I V-SKIVE

Ved hjelp av V-skive kan man beregne kreftene på de vertikale skivene som blir benyttet til vindavstivning. Reaksjonskreftene som virker i skivene, er kreftene fundamentet må ta opp. V-skive blir også brukt til å regne ut byggets første egensvingeperiode i formel 4.9 under utelatelseskriteriet III, samt å finne forskyvninger forårsaket av horisontale laster som vil virke på bygget.

I V-skive må man ha et tilstrekkelig modulnett som blir lagt inn som modullinjer i x- og y-retning for plassering av skivene. Det globale aksesystemet blir dermed plassert i origo av modulnettet. Plansnittet vil videre definere omrisset til bygget for hver etasjeplan med definerte etasjehøyder.



Figur 16: Vertikale skiver fra 1. til 7.etasje

Hvert etasjeplan består av vertikale skiver og en horisontal skive. Ved beregninger i V-skive må alle avstivende elementer bli betraktet som en skive. Siden eksempelbygget inneholder et avstivende vindkryss av stål legges dette inn som en betongskive av samme stivhet som stålkrysset. Måten dette gjøres på er vist kapittel 3.3.3 under «Regularitet i plan» og fører til at V-skive vil fordele horisontalkreftene korrekt. Skivene legges inn fra 1.etg til 7.etg. Skive nr. 4, 5, 6 og 7 er satt opp som ikke-avstivende søyler i hvert hjørne for å få forskyvninger i bruksgrense. Forskyvningene vil bli gjennomgått i kapittel 3.4.3.

Det blir videre definert fire lasttilfeller på eksempelbygget, vist nedenfor i Figur 17.

Kombinasjonsfaktor				
Antall lastkombinasjoner <input type="text" value="4"/>				
Last-komb.	Lasttilfelle nr			
	1	2	3	4
1	1			
2		1		
3			1	
4				1

Lastfaktor		
Navn på lasttilfelle	Bruksgrense	Bruddgrense
1 :Vind+skjev på langsiden (y)	1	1.5
2 :Vind+skjev på kortsiden (x)	1	1.5
3 :Gravitasjonslast langsiden (y)	1	1
4 :Gravitasjonslast kortsiden (x)	1	1

Figur 17: Lastkombinasjoner og lastfaktorer for horisontale laster.

Vindlastene kombineres med skjevstillingslasten i x- og y-retning, som linjelaster inn på horisontalskivene. Skjevstillingslasten er forklart i Kapittel 3.3.2 og beregnet i vedlegg 1. Denne lasten må omgjøres til en linjelast som opptrer på hvert dekke i likhet med vindlasten for å benyttes i V-skive. Da må man dele den totale skjevlasten på antall etasjer og bredden av bygget. Lasttilfelle 3 og 4 er kun lagt inn for å beregne byggets første egensvingeperiode i formel 4.9.

Lasttilfellene kan kombineres i forskjellige lastkombinasjoner. For lasttilfellene som skal være med i en lastkombinasjon legges en faktor lik 1. Lastfaktor blir angitt for bruks- og bruddgrense, som et sett for hvert lasttilfelle, se Figur 17.

### 3.4.3 RESULTAT FRA V-SKIVE

For å hente ut reaksjonskreftene for de vertikale skivene, kjøres det en beregning i bruddgrense. Programmet regner de vertikale skivene som forbundet med de horisontale skivene. Skivene går kontinuerlig gjennom alle etasjene, og er regnet fast innspent i fotpunkt.[21]

#### *Kontroll av lastbilde:*

Som en enkel kontroll av lastbilde fra V-skive, kan momentene fra programmet kontrolleres opp mot et samlet moment for hele bygget. Bygget kan da sees på som en fast innspent, utkraget bjelke. Horisontallastene fra vind og skjevstilling føres inn på «bjelken», og gir et samlet moment for bygget. Summen av momentene i bruksgrense fra V-skive hentet fra vedlegg: «Dokument 4». Dette momentet skal da være tilnærmet lik beregningene utført for hånd.

Vindlasten er omgjort til linjelast som treffer inn på etasjeskillerene i V-skive. Det øverste dekket blir belastet med en vindlast tilsvarende full etasjehøyde. Derfor øker man armen til lasten med en halv etasjehøyde, som vist i Figur 13, kapittel 3.3.2. Skjevlasten fordeles likt utover alle etasjeskillerne og virker som punktlaster inn på de vertikale skivene som vist i Figur 4, kapittel 2.2.2.

#### Kontroll momenter om X-akse:

Jevnt fordelt vindlast til vertikal linjelast (ref. kapittel 3.3.2):

$$q_{vx} = 0,988 \frac{kN}{m^2} * 60m = 59,3 kN/m$$

Skjevlast (ref. kapittel 3.3.3):  $q_{skjev} = 711 kN$

$$\text{Moment i bunn av bygget: } \Sigma M_x = 59,3 \frac{kN}{m} \cdot \left( \frac{(28m + \frac{4m}{2})^2}{2} \right) + 711kN \cdot \left( \frac{28m - 4m}{2} + 4m \right) = 38061 kNm$$

$$\text{Moment fra V-skive: } \Sigma M_{x,V} = 38044 kNm$$

Kontrollen om x-aksen gir tilnærmet likt resultat – OK.

Kontroll momenter om Y-akse:

Jevnt fordelt vindlast til vertikal linjelast (ref. kapittel 3.3.2):

$$q_{vy} = 0,937 \frac{kN}{m^2} * 45m = 42,2 kN/m$$

Skjevlast (ref. kapittel 3.3.3):  $q_{skjev} = 711 kN$

$$\text{Moment i bunn av bygget: } \Sigma M_y = 42,2 \frac{kN}{m} \cdot \left( \frac{(28m + \frac{4m}{2})^2}{2} \right) + 711kN \cdot \left( \frac{28m - 4m}{2} + 4m \right) = 30366 kNm$$

$$\text{Moment fra V-skive: } \Sigma M_{y,V} = 30298 kNm$$

Kontroll om y-aksen gir tilnærmet likt resultat - OK.

Gjennomfører man videre en beregning i bruddgrense finner man kreftene fra de horisontale lastene fundamentet må dimensjoneres for. Resultantkreftene på bunnen av hver skive er vist i tabell 7 nedenfor. Det er tatt utgangspunkt i de største opptredende skjærkreftene og momentene som vil oppstå.

Skive	Skjærkraft [kN]	Moment [kNm]	Lasttilfelle
1	1819	29009	1
2	650	9736	1
3, side 1	1031	17377	2
3, side 2	2216	37194	1
3, side 3	1190	19997	2
3, side 4	1347	19892	1

Tabell 7: Resultantkrefter i bruddgrense fra V-skive hentet fra «Dokument 3»

### Første egensvingeperiode i V-skive:

For å finne  $d$  i formel 4.9 bruker man den minste horisontale forskyvningen på dekkets massesenter på grunn av gravitasjonslaster påført horisontalt på konstruksjonen. V-skive oppgir forskyvningen av dekket ved origo. Resultatet fra V-skive til beregningene av formelen vil være minste forskyvning av øverste dekke i x- og y-retning markert med gult i tabell 8, og brukes til en kontroll av første egensvingeperiode.

Lastkomb.	Vx (mm)	Vy (mm)	Vz (grader)
1	-7	72	0,1327
2	-14	7	0,0189
3	-461	4721	8,7183
4	-1145	597	1,5549

Tabell 8: Forskyvninger av øverste dekke i origo.

### Horisontal forskyvning:

En nøyaktig kontroll for utbøying vil sikre at det ikke oppstår uønskede bevegelser, sprekker og riss. Forskyvningen som oppstår, er avhengig av byggets stivhet og størrelse på de horisontale lastene. Det finnes derimot ingen konkrete krav til hvor stor forskyvningen kan være i det norske regelverket. Betongelementboken bind B forklarer: «det er blitt brukt litt tilfeldige krav som har variert fra  $l/400$  helt til  $l/2000$ , hvor  $l$  er utkraget lengde». [9, s. 157] Videre anbefales det at for bygninger beregnet for permanent opphold av mennesker kan et krav om utbøying settes i området  $l/1000$  til  $l/500$  basert på bruksgrenselaster.

For å kontrollere forskyvningene blir det satt opp ikke-avstivende søyler i hvert hjørne av bygget for å kontrollere forskyvningene i bruksgrense fra V-skive. Dette er på grunn av at V-skive regner kun forskyvningen i origo av aksesystemet, og tar ikke hensyn til rotasjonen som kan oppstå. Største horisontale forskyvning ser man ut ifra resultatet fra V-skive vedlagt i «Dokument 4» er på 130 mm i hjørnet. Ved å følge anbefalingene fra betongelementboken kan man sette et krav for utbøying på  $l/500$ :

$$\text{Krav: } \frac{1}{500} = \frac{28000\text{mm}}{500} = 56\text{mm} < 130\text{ mm (forskyvning fra V – skive i hjørne)} - \text{IKKE OK}$$

Denne utregningen viser at bygget ikke overholder kravet for maksimal forskyvning og er derfor for «mykt». Dette kommer av at avstivningssystemet til konstruksjonen er



underdimensjonert. Dette er derimot et godt eksempel på at en slik enkel beregning i V-skive viser at en må forsterke avstivningssystemet. Endringer på det avstivende systemet vil være vanskelig å gjennomføre senere i prosjektet dersom man ikke oppdager dette i en forhånds beregning.

### 3.5 Valg av fundament

Eksempelbygget er plassert i Bergen sentrum på grunntype A. Dette betyr at bygget står på fjell eller fjell-liknende geologisk formasjon. Et slikt underlag gir konstruksjonen flere alternativer når det gjelder fundamentering. I dette tilfellet ville et stripefundament vært en god løsning. Da kan man føre de vertikale kreftene fra søylene rett ned i stripefundamentet. Horisontale skjærkrefter som kommer fra vind og jordskjelv kan føres ned i fjellet ved hjelp av gjengestag som gyses fast. Det er ikke gjennomført noen beregninger på fundamentene i oppgaven da det ikke gjennomgås i prosedyren. Dette på bakgrunn av at fundamenter er avhengige av mange forskjellige faktorer og er derfor tilpasset bygningene de skal fundamenterer.

Fundamentene skal blant annet dimensjoneres for kreftene som kommer fra de vertikale skivene vist i tabell 7. Disse momentene kan være kritiske for fundamentene da de kan skape uønsket strekkrefter. Det er derfor gjort et overslag på hvor stor den største strekkraften på fundamentet blir for eksempelbygget. Egenvekten til skiven er ikke medtatt i denne beregningen. Det største momentet fra V-skive på fundamentet forekommer fra skive 3 på 37194 kNm.

$$\text{Kraftarm skive 3} = 6000 \text{ mm}$$

$$\text{Moment} = 37194 \text{ kNm}$$

$$\text{Strekk} = \frac{\text{Moment}}{\text{Kraftarm}} = \frac{37194 \text{ kNm}}{6 \text{ m}} = 6199 \text{ kN}$$

Denne strekkraften på 6199 kN må fundamentet ta opp gjennom armering og forankring til fjellet. Strekkraften kan allikevel reduseres ved at man fører lasten fra dekkene inn på de vertikale skivene. Dette kan gjøres ved å fjerne søyler rundt sjaktene og legge dekkene rett inn på skivene. Det vil resultere i at en begrenser strekkraften på fundamentet. Trykket vil da øke lineært med at strekket forsvinner, men er ikke ødeleggende i samme grad for

fundamentene da betong er trykkbestandig. Skjærkreftene er det som regel ikke noen utfordring med når fundamentet ligger på gode masser.

## 4. RESULTAT

Resultatet av oppgaven er prosedyren: «Enkel innføring i avstivning av bygg» som er vedlagt i «Dokument 1». Prosedyren vil være til god nytte i startfasen av et prosjekt hvor føringen for videre arbeid legges. Den er lettlest og gir en oversikt over viktige faktorer ved avstivning av bygninger. Prosedyren tar for seg blant annet skiveplassering, fordelingen av laster, utelatelseskriterier, regularitet i plan og oppriss og ombygging av eksisterende konstruksjoner.

Bacheloroppgaven vil i sin helhet fungere som et utgangspunkt for teori og hvordan en skal betrakte løsninger i prosedyren.

## 5. DISKUSJON

Gjennom oppgaveskrivingen har det dukket opp ulike tema som har vært krevende å forstå seg på, og som har vekket interessen til gruppen. Blant annet finnes det små forskjeller mellom jordskjelvstandarden og veilederen til RIF angående regularitet i oppriss som i prinsippet kan tolkes til sin egen fordel. Besparelsen ved å unngå dimensjonering for jordskjelv er også et tema som er gjentakende, og flere har ulike meninger om. Under oppgaveskrivingen publiserte NORSAR et nytt digitalt kart for berggrunnens spissakselerasjon som vil ha fordelaktig påvirkning for utelatelseskriterier. Disse temaene blir gjennomgått videre:

### 5.1 Regularitet i oppriss

Regularitet i oppriss stiller flere krav til konstruksjonens form og avstivning. Blant annet er det begrensninger til hvordan en kan trappe ned arealet til etasjene oppover i bygget. Hvor mye en har lov å redusere arealet til, er avhengig av om reduksjonen er symmetrisk og hvor høyt på bygget reduksjonen skjer. Man kan for eksempel ikke redusere arealet med mer enn 20% av forrige planmål om reduksjonen skjer symmetrisk om senter av konstruksjonen. [7, s. 40] Ut fra denne regelen er det tydelig at EK8 begrenser hvor mye man kan redusere «arealet» til etasjene oppover i konstruksjonen.

Rådgivende ingeniørers forening sin veileder til EK8 beskriver punktene for regularitet i oppriss på en annen måte enn EK8. Her beskrives samme punktet under reduseringer av areal som nedtrapping i det sideveis bæresystemet. [16, s. 52] Det stilles også krav til at massen må forbli konstant eller minske proporsjonalt oppover hele høyden av konstruksjonen. Følger man beskrivelsen til RIF kan man da redusere arealet til etasjene fritt så lenge det sideveis bæresystemet og massen forblir konstant, eller reduseres gradvis. Dette kan gi arkitekter større frihet under utforming av bygget. En kan da trekke inn den avstivende konstruksjonen til byggets høyeste punkt, slik at stivheten forblir konstant fra fundamentet og til toppen av bygget. Da er stivheten sideveis konstant og arealet kan reduseres fritt så lenge massen til den gjenstående konstruksjonen justeres for den reduserte delen.

Reglene som RIF og EK8 beskriver er under dette kriteriet ulikt og skaper usikkerhet om hvilke regler man skal følge. Man kan da undres om man står fritt til å velge de kravene som passer best for sin konstruksjon?

## 5.2 Sammenligning av vind mot jordskjelv

Når man sammenligner vindlasten og jordskjelvlasten er det tydelig at det å komme under et utelatelseskriterium vil være lønnsomt. For langsiden av bygget som er mest utsatt for vindkrefter kan en lett se differansen på kreftene:

$$F_b = 8405 \text{ kN} > (1.5 \cdot \text{Vind} + 1.05 \cdot \text{Skjev}) \cdot \frac{\gamma_{cbrudd}}{\gamma_{cDCL}} = 4045 \text{ kN}$$

Kortsiden av bygget vil ha helt identisk jordskjelvlast om en beregner den første egensvingeperioden forenklet ved hjelp av formel 4.3.3.2.2(3):

$$T_1 = C_t \cdot H^{\frac{3}{4}}$$

Denne forenklete formelen baserer seg på faktoren  $C_t$  som avhenger av hvilket avstivningssystem en velger i konstruksjonen og høyden av bygget  $H$ . Forenklingen er avhengig av at kravene for regularitet i plan og oppriss er tilfredsstillt og bygget ikke overgår 40 meters høyde. Den samlede skjærkraften fra vind på kortsiden vil være lavere enn på langsiden da arealet er mindre. Vindhastighetstrykket og  $q_{kast}$  vil være likt for de to sidene. Skjærkraften på bunnen av konstruksjonens kortsider kan derfor beregnes av uttrykket:

$$\text{Kortsider vind} = \frac{\text{Vind} = 1660 \text{ kN}}{60 \text{ m}} \cdot 45 \text{ m} = 1245 \text{ kN}$$

$$F_b < (1.5 \cdot \text{Vind} + 1.05 \cdot \text{Skjev}) \cdot \frac{\gamma_{cbrudd}}{\gamma_{cDCL}}$$

Skjevlasten er også lik for begge sider. Dette gir en vind- og skjevlast på til sammen 3264 kN. Sammenligner man denne lasten med jordskjelvlasten  $F_b$  ser en at det avstivende systemet blir dominert av høye jordskjelvlaster. Dette eksempelbygget kom seg unna disse lastene ved hjelp av utelatelseskriteriene. Utelatelse av jordskjelvsberegninger kan spare konstruksjonen for store påkjenninger, og dimensjonene til det avstivende systemet kan drastisk reduseres. Disse tallene er tatt fra eksempelbygget som har planmål på 60x45 m. Et mer avlangt bygg

ville fått enda større kontraster mellom jordskjelvlasten og vindlasten. Skal en konstruksjon tilpasses for utelatelse av seismisk beregning igjennom kriteriet (4) vil en lett, høy og kvadratisk konstruksjon være gunstig. Kvadratiske konstruksjoner gjør at vindlasten blir lik for begge sider av bygget. En lett konstruksjon tilsier mindre masse i bevegelse derfor mindre kraft. En høy bygning resulterer i større vindlast ved at referanse høyde (z) blir større.

### 5.3 NORSAR- Nytt dokument for 475års-grunnakselerasjon

Det har blitt utarbeidet en ny digital database for seismiske data i Norge. Nå kan grunnakselerasjonen leses direkte ut ifra koordinatene til bygget. Verdiene for grunnakselerasjonen skal være betydelig redusert sammenlignet med EK8 sine verdier. Lavere grunnakselerasjonsverdier kan og vil medføre at flere at bygg som nå beregnes for jordskjelv kan komme seg gjennom kravene om utelatelse i EK8. NORSAR er og ansees som et fagkyndig fagorgan som i realiteten har ansvaret for bestemmelsen av verdiene for grunnakselerasjonen. På dette grunnlag vil det være fornuftig å basere seg på at den nye digitale kartdatabasen vil kunne bli brukt over EK8 sitt foreldet kart. Man kan undre seg hvor mange bygg som har blitt dimensjonert for jordskjelvlaster i tiden fra 2005 og til nå som ikke hadde trengt denne overdimensjoneringen. Med de nye dataene for NORSAR går samtlige konstruksjoner på alle grunntyper igjennom kriteriene i både Trondheim-området og Tromsø-området. [22]

Det er mangfoldige fordeler med at grunnakselerasjonen nå senkes. Blant annet vil flere bygninger nå utelates for kriteriet «Svært lav seismisitet» som fjerner mye av fokuset på regularitet i oppriss og plan. Dette resulterer i at bygninger nå kan konstrueres med større grad av arkitektoniske utforminger og reduserte avstivningssystemer. Dette nye kartet er fortsatt svært kostbart, og mange mener offentlige myndigheter bør ta denne kostnaden da de sitter igjen med den største besparelsen som Norges største byggherre. Besparelsen for råbygg viser seg å være i størrelsesorden 3-10% innenfor bygg. [23] Statlige råbyggskostnader ligger årlig på flere 10-talls milliarder og de vil derfor kunne spare inn en slik investering de første månedene.

## KONKLUSJON

Prosedyren er ment til å være en lettleselig og enkel innføring i avstivning av bygninger. Vi har valgt å legge mye arbeid i utelatelteskriteriene og hvordan en kommer seg innenfor disse kravene. Dette innebærer at regularitet i plan og oppriss også fikk mye oppmerksomhet. Det ble gjort noen avgrensninger for å holde prosedyren kort og presis. Det er derfor valgt å ikke gå inn på horisontale skiver eller tyngre seismiske beregninger. Vi konkluderte med at prosedyren ville blitt for lang og lite brukervennlig om dette skulle blitt med. Dette basert på at vi tror en prosedyre må være enkel og kortfattet om noen skal være villig til å bruke den. På grunn av disse begrensningene er prosedyren en enkel innføring i avstivning av bygninger, og vil ikke være en komplett prosedyre for dimensjonering av de horisontale og vertikale skivene. En slik prosedyre vil bli svært lang og komplisert. Konstruksjoners avstivningssystemer er også tilpasset bygget sitt som gjør at det vil være utfordrende å lage en prosedyre som vil være fullstendig beskrivende. Basert på dette har vi kommet frem til noen punkt om videre arbeid.

### Forslag til videre arbeid:

- En prosedyre som viser hvordan en forholder seg til tyngre seismiske modeller i dataprogrammer som FEM-design eller Robot.
- En innføring i dimensjoneringen av horisontale skiver. Det kunne vært spennende å se på mulighetene for å lage en enkel tabell for skivekapasiteten til ulike dekketyper. En slik tabell vil være gunstig å ha under forhåndsdimensjoneringen.
- En forklaring på hvordan en dimensjonerer fundamenter, vertikale skiver og sammenkoblingen mellom dem.

## REFERANSELISTE

- [1] Standard Norge, «Eurokoder,» [Online]. Tilgjengelig: <https://www.standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/>
- [2] *Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*, NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016, 2016. Tilgjengelig, Hentet:
- [3] *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger*, NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008, 2008. Tilgjengelig, Hentet:
- [4] *Eurokode 1 : Laster på konstruksjoner Del 1-3: Allmenne laster - Snølaster*, NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008, 2008. Tilgjengelig, Hentet:
- [5] *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster*, NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009, 2009. Tilgjengelig, Hentet:
- [6] *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner. Del1-1: Allmenne regler og regler for bygninger.*, NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2018, 2018. Tilgjengelig, Hentet:
- [7] *Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning Del 1: Almenne regler, seismiske laster og regler for bygninger.*, NS-EN 1998-1: 2004+NA:2008, 2008. Tilgjengelig, Hentet:
- [8] L. Vinje, H. Lurèn og Ø. Løset, *BETONGELEMENTBOKEN bind H - Dimensjonering for jordskjelv*, 1. utg. Asker: SB Grafisk, 2011.
- [9] Betongelement foreningen, *Avstivning og kraftoverføring*, Bind B. utg. 2016.
- [10] B. Aasen, G. H. Svarliaunet, B. Bringaker, K. Myhre og E. Braathu, «Bæresystemer,» i *Stål Håndbok Del3:2010 Konstruksjoner av stål3*. utg., 0251 Oslo: Norsk Stålforbund, 2010, s. 73-83.
- [11] P. K. Larsen, *Konstruksjonsteknikk - Laster og bæresystemer*, 2. utg. Tapir akademiske forlag, 2004.
- [12] *Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*, NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016, 2016. Tilgjengelig, Hentet:
- [13] Store norske leksikon, «nyttelast - byggtteknikk,» 2017. [Online]. Tilgjengelig: [https://snl.no/nyttelast - byggtteknikk](https://snl.no/nyttelast-byggtteknikk), Hentet: 22.03.20.
- [14] J. V. Thue, «Jordtrykk,» 2019. [Online]. Tilgjengelig: <https://snl.no/jordtrykk>, Hentet: 22.04.2020.
- [15] NORSAR, «Jordskjelv i Norge,» [Online]. Tilgjengelig: <https://www.jordskjelv.no/om-jordskjelv/jordskjelv-i-norge/>, Hentet: 12.02.20.
- [16] Ø. Løset et al., *Dimensjonering for JORDSKJELV*. Oslo: RIF Rådgivende Ingeniørers Forening, 2010.
- [17] Norconsult, «Vurdering av vindforhold,» Bergen Kommune, 07.03; 2016. Tilgjengelig: [https://www.bergen.kommune.no/bk/multimedia/archive/00314/Vindforhold\\_314382a.pdf](https://www.bergen.kommune.no/bk/multimedia/archive/00314/Vindforhold_314382a.pdf), Hentet:
- [18] P. Dannevig og K. Harstveit, «Vind,» 2019. [Online]. Tilgjengelig: <https://snl.no/vind>, Hentet: 24.03.2020.
- [19] *Prosjektering av konstruksjoner, dimensjonerende laster, del 4: Vindlaster,*, NS 3491-4, 2002. Tilgjengelig, Hentet:
- [20] J. V. Thue, «Fundament,» 2019. [Online]. Tilgjengelig: <https://snl.no/fundament>, Hentet: 11.04.2020.
- [21] O. Sletten, «Brukerveiledning V-skive,» 2010. [Online]. Tilgjengelig: <http://www.ove-sletten.no/brukerveiledning/SKIVE.pdf>, Hentet: 07.05.2020.
- [22] Multiconsult, «NORSAR Oppdaterte seismiske sonekart,» NORSAR, 28.02.20 2020. Tilgjengelig: <https://www.norsar.no/getfile.php/139581-1585254080/norsar.no/InFocus/10216470-RIB-RAP-001-Oppdaterte-seismiske-data.pdf>, Hentet:
- [23] Rådgivende ingeniører forening, «RIF støtter statlig finansiering av nye jordskjelvsonekart,» 2020. [Online]. Tilgjengelig: <https://www.rif.no/rif-stotter-statlig-finansiering-av-nye-jordskjelvsonekart/>

## VEDLEGGSLISTE

**Dokument 1:** Prosedyre – enkel innføring i avstivning av bygg.

**Dokument 2:** Beregninger i Mathcad

Vedlegg 1 - Skjevstillingslast	Side. 1
Vedlegg 2 – Utelatelseskriteriet 2	Side. 3
Vedlegg 3 – Regularitet i plan	Side. 4
Vedlegg 4 – Regularitet i oppriss	Side. 8
Vedlegg 5 – Utelatelseskriteriet 3	Side. 9
Vedlegg 6 – Utelatelseskriteriet 4	Side. 10
Vedlegg 7 - Snølast	Side. 11
Vedlegg 8 - Vindlast	Side. 12
Vedlegg 9 – Ekvivalent betongskive for stålkryss	Side. 15

**Dokument 3:** Resultat fra v-skive – bruddgrense

**Dokument 4:** Resultat fra v-skive - bruksgrense